



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL: APLICACIÓN DE MÉTODOS AVANZADOS A UN EDIFICIO TÍPICO DE LA REPÚBLICA DOMINICANA

Trabajo realizado por:

Manuel Alejandro Castillo Veras

Dirigido por:

Diego Hidalgo Leiva

Co-dirigido por:

Dr. Lluís G. Pujades Beneit

Máster en:

Ingeniería del Terreno e Ingeniería Sísmica

Barcelona, **septiembre de 2016**

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y
PUERTOS DE BARCELONA
MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DEL TERRENO E INGENIERÍA
SISMICA

Trabajo Final De Máster



Análisis estático no lineal: Aplicación de métodos
avanzados a un edificio típico de la República
Dominicana

Barcelona, septiembre 2016

Autor: Castillo Veras, Manuel Alejandro

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a Dios por haberme regalado la oportunidad de poder realizar este Máster, por acompañarme y darme las fuerzas necesarias para sobrepasar todas los obstáculos y dificultades que se presentaron durante el recorrido de este largo trayecto.

A mis padres, Fausto Castillo Jiménez y Loren Veras de Castillo, quienes a pesar de la distancia que nos separaba siempre me hicieron sentir que los tenía cerca. Gracias por su seguimiento, por su preocupación, por su cariño incondicional, por sus palabras de ánimo cuando más las necesitaba, por su comprensión, pero sobre todo por ser mis mejores amigos, ¡los amo!

A mis hermanos y cuñado, Hilda Castillo, Fausto Castillo y Faris Gulli, por siempre creer en mí, por siempre apoyarme en todas mis decisiones, por darme siempre su opinión la cual es vital para mí y por hacerme sentir como el hermano menor más querido.

A mis tutores, Diego Hidalgo Leiva y Dr. Lluís G. Pujades Beneit, por todas las horas dedicadas a asesorarme atendiendo mis dudas y guiándome en todos los aspectos que, combinados, dan como resultado este trabajo de fin de Máster. Siempre les estaré agradecido por todo el esfuerzo que también dedicaron a este trabajo.

Al Ministerio de Educación Superior, Ciencia y Tecnología (MESCyT), por permitirme ser uno de los favorecidos en el proyecto de becas internacionales. Gracias por apostar a la juventud y contribuir a nuestro desarrollo profesional.

A mis amigos, Alejandro Ramos, Cintia Sánchez, Jean Tavárez, Marcos Polanco y Rocío Romero, ustedes permitieron que este tiempo lejos de casa fuera bastante placentero. Compartir estos dos años junto a ustedes me permitió desarrollarme a modo personal. Gracias por el apoyo brindado y sobre todo por las experiencias vividas.

Finalmente agradezco a todos mis amigos de República Dominicana por hacerme sentir que estaba presente con ustedes cuando la realidad era otra. De manera especial a Rafael Aníbal Abreu Bueno, gracias por el apoyo brindado a lo largo de estos años y especialmente por ese seguimiento constante que me sirvió de gran ayuda mientras desarrollaba esta tesis, ¡muchas gracias!

RESUMEN

En el presente trabajo se evalúa el daño sísmico esperado en una estructura de mampostería reforzada típica de la República Dominicana mediante la aplicación del análisis estático no lineal con el objetivo de determinar el espectro de capacidad, su punto de desempeño y las curvas de fragilidad; comparando los resultados obtenidos con la metodología de Capacidad espectral propuesta por el RISK-UE, con los obtenidos al aplicar un nuevo modelo de daño propuesto recientemente. La estructura estudiada es una edificación de vivienda familiar de tres niveles ubicada en la República Dominicana, que fue construida en el año 2007 y que utiliza muros de carga de mampostería reforzada con entrepisos compuestos por losas rígidas de concreto armado. Para la sollicitación sísmica se emplea el espectro de respuesta elástica previsto en el reglamento sísmico del país en cuestión. El *software* de análisis estructural utilizado para obtener las curvas de capacidad mediante la realización del análisis estático no lineal *Pushover* es *Seismostruct_v7*. Los principales resultados demuestran que la estructura resiste la sollicitación a la que fue sometida, sin embargo, el daño esperado alcanza probabilidades altas en los estados MODERADO y SEVERO. Este valor de probabilidades varía según el método utilizado obteniéndose mayor daño en el nuevo modelo de daño implementado. Estas diferencias se atribuyen a los diferentes criterios para fijar los umbrales de los estados de daño que, en el modelo RISK-UE provienen de la forma bilineal del espectro de capacidad y, en el caso del nuevo modelo, provienen de indicadores de daño consistentes con el índice de daño de Park y Ang. Estudios adicionales, tanto empíricos como computacionales, deben ayudar a discernir cuál de los dos modelos representa mejor el comportamiento de estructura reales, aunque, nuestra impresión es que el método de RISK-UE infravalora el daño esperado. Finalmente, en esta tesis se ha aplicado también el modelo paramétrico para ajustar el espectro de capacidad, obteniéndose los cinco parámetros que definen totalmente la curva. Se ha observado, con todo, que el modelo no captura bien cambios rápidos de rigidez, probablemente causados por rupturas parciales, frágiles y bruscas, de la estructura por lo que se recomienda avanzar hacia los ajustes de la curva de capacidad por tramos.

ABSTRACT

In this work the expected seismic damage in a reinforced masonry structure typical of the Dominican Republic is evaluated by applying nonlinear static analysis in order to determine the capacity spectrum, the performance point and fragility curves. The damage model of the RISK-UE project and the new one recently proposed parametric are applied and the obtained results are compared. The structure under analysis is a three stories family housing building located in the Dominican Republic, which was built in 2007 and uses reinforced masonry load-bearing walls and rigid concrete slabs. The seismic action considered has been the elastic response spectrum provided in the seismic regulations of the Dominican Republic. The software used is the Seismostruct_v7 Program. The main results show that the structure withstands well the applied stresses; however, the expected damage reaches high probabilities for Moderate and Severe damage states. These probabilities vary depending on the method used. The probabilities are higher when the new damage model is used. These differences may be attributed to the different criteria used for the damage states' thresholds that, in the Risk-EU model, are based on the bilinear capacity spectrum and, in the new damage model, are based on damage pointers consistent with the Park and Ang damage index. Further studies, both empirical and computational, should help to discern which of the two models best represents the behavior of real structure, though, our impression is that the Risk-EU model might underestimate the expected damage. Finally, the parametric model to fit the capacity spectrum has been also applied in this thesis, and the five parameters that fully define the capacity curve have been obtained. However, it has been observed, that quick changes in stiffness, probably due to partial, fragile and sudden breaks, are not well captured; so it is recommended to apply more sophisticated piecewise models.

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	iii
RESUMEN.....	iv
ABSTRACT.....	v
CONTENIDO	vii
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABLAS.....	xii
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 METODOLOGÍA	3
1.4 ALCANCE DEL PROYECTO	4
1.5 ESTRUCTURA DE LA MEMORIA.....	4
CAPÍTULO 2: CAPACIDAD, FRAGILIDAD Y DAÑO:.....	7
ENFOQUE CLÁSICO.....	7
2.1 ZONA DE ESTUDIO	7
2.2 REGLAMENTO SÍSMICO	8
2.3 SOLICITACIONES SÍSMICAS.....	9
2.4 EL EDIFICIO.....	12
2.5 EL MODELADO	15
2.6 ANÁLISIS DE CAPACIDAD	24
2.7 DAÑO ESPERADO Y FRAGILIDAD	25
CAPÍTULO 3: CAPACIDAD, FRAGILIDAD Y DAÑO:.....	29
MODELO PARAMÉTRICO	29
3.1 MODELO PARAMÉTRICO	29
3.2 MODELO DE DAÑO.....	32
3.3 MODELO DE FRAGILIDAD	35
CAPÍTULO 4: RESULTADOS	39
4.1 CURVA DE CAPACIDAD	39
4.2 CURVAS DE FRAGILIDAD.....	40
4.3 PUNTO DE DESEMPEÑO	41
4.4 MODELO PARAMÉTRICO: FUNCIÓN LINEAL Y NO LINEAL.....	44
4.5 ENERGÍA, RIGIDEZ SECANTE Y NUEVO ÍNDICE DE DAÑO	47
4.6 COMPARACIÓN DE LOS MODELOS	49
4.7 ESCALAS DEL PGA	52

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	58
5.1 PROGRAMA SEISMOSTRUCT_v7	58
5.2 EL RIESGO SÍSMICO EN LA REPÚBLICA DOMINICANA	58
5.3 EL MODELADO DEL DAÑO	59
5.4 LÍNEAS FUTURAS DE TRABAJO	61
6. REFERENCIAS	64

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Distribución de las intensidades durante el sismo ocurrido en Haití. Imagen descargada de la página web http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/shakemap/global/shake/2010rja6/ en junio 2016.	2
Figura 2.1. Distribución de placas tectónicas en la República Dominicana. En la imagen se destaca, mediante un círculo rojo, al país en cuestión. La figura fue obtenida de http://www.quantum-rd.com/2009/05/republica-dominicana-y-el-caribe-bajo.html#ixzz4JgEW2vYw . La última consulta se realizó en septiembre 2016.	7
Figura 2.2. Mapa de zonificación sísmica de la República Dominicana según el reglamento sísmico R-001 (MOPC, 2011). En el círculo rojo se resalta la ciudad de Santiago, donde se encuentra ubicada la construcción analizada.	9
Figura 2.3. Espectro sísmico lineal elástico del reglamento R-001 (MOPC, 2011).	11
Figura 2.4. Espectro sísmico lineal elástico con 5% de factor de amortiguamiento crítico para un periodo de retorno de 2475 años calculado según las especificaciones del R-001 (MOPC, 2011).	11
Figura 2.5. Vista con las dimensiones en planta en la que se distinguen los elementos estructurales.	13
Figura 2.6. En orden descendente se coloca la sección de las columnas, el detalle longitudinal y transversal típico en vigas y el detalle longitudinal y transversal en dinteles.	14
Figura 2.7. Diagrama de histéresis del concreto que define a los bloques de mampostería. Gráfico obtenido del programa estructural utilizado, Seismostruct_v7. (Seismosoft, 2014).....	16
Figura 2.8. A la izquierda se muestra la interfaz de la estructura en el modelado. A la derecha se observa la manera en que los muros son interpretados por el programa.	19
Figura 2.9. Primer modo de vibración en la dirección X. Acoplamiento de la estructura con la dirección Y. El eje global verde corresponde a la dirección Y, el eje global rojo a la dirección X y finalmente, el eje global azul a la dirección Z.	22
Figura 2.10. Modo de vibración principal en la dirección Y. El eje global verde corresponde a la dirección Y, el eje global rojo a la dirección X y finalmente, el eje global azul a la dirección Z.	22
Figura 2.11. Distribución de las fuerzas incrementales normalizadas para el análisis pushover en la dirección X.	23

Figura 2.12. Distribución de las fuerzas incrementales normalizadas para el análisis pushover en la dirección Y.	23
Figura 3.1. Curva de capacidad y sus partes lineal y no lineal (Pujades et al, 2015).....	29
Figura 3.2. Primera derivada de la curva de capacidad y su parte lineal y no lineal. Las marcas de círculo representan el inicio del comportamiento no lineal de la estructura (Pujades et al, 2015).....	30
Figura 4.1. Curvas de capacidad de la estructura para cada dirección de análisis. La línea horizontal discontinua representa al cortante basal calculado.	39
Figura 4.2. Espectro de capacidad de la estructura para cada dirección de análisis. La línea horizontal discontinua representa al cortante basal calculado.	40
Figura 4.3. Curvas de fragilidad de la estructura para cada dirección de análisis.....	40
Figura 4.4. Último paso del proceso iterativo llevado a cabo para determinar el punto de desempeño en la dirección X.	41
Figura 4.5. Último paso del proceso iterativo llevado a cabo para determinar el punto de desempeño en la dirección Y.	41
Figura 4.6. Curvas de fragilidad de la dirección de análisis X realizadas de acuerdo al modelo propuesto por el proyecto RISKUE-II.	42
Figura 4.7. Curvas de fragilidad de la dirección de análisis Y realizadas de acuerdo al modelo propuesto por el proyecto RISKUE-II.	43
Figura 4.8. Composición lineal y no lineal de la curva de capacidad en ambas direcciones de análisis.....	44
Figura 4.9. Representación gráfica del error generado tanto para el ajuste log-normal como para el ajuste Beta en ambas direcciones de análisis.	45
Figura 4.10. Ajuste log-normal realizado a la función no lineal de la curva de capacidad en la dirección X.....	46
Figura 4.11. Ajuste log-normal realizado a la función no lineal de la curva de capacidad en la dirección Y.....	46
Figura 4.12. Nuevo índice de daño obtenido de la curva de capacidad en su dirección X.	48
Figura 4.13. Nuevo índice de daño obtenido de la curva de capacidad en su dirección Y.	48
Figura 4.14. Comparación entre las curvas de fragilidad del modelo RISKUE-II y el nuevo modelo propuesto por Pujades et al (2015). Dirección X.	49
Figura 4.15. Comparación entre las curvas de fragilidad del modelo RISKUE-II y el nuevo modelo propuesto por Pujades et al (2015). Dirección Y.	50
Figura 4.16. Comparación entre las funciones de índice daño medio del modelo RISKUE-II y el nuevo modelo propuesto por Pujades y otros autores (2014). Dirección X.	51

Figura 4.17. Comparación entre las funciones de índice de daño medio del modelo RISKUE-II y el nuevo modelo propuesto por Pujades y otros autores (2014). Dirección Y.	52
Figura 4.18. Representación gráfica de Punto de desempeño vs PGA en ambas direcciones de análisis.....	53
Figura 4.19. Representación gráfica del Estado de daño medio vs PGA en ambas direcciones de análisis considerando el caso RISK-UE.	54
Figura 4.20. Representación gráfica del Estado de daño medio vs PGA en ambas direcciones de análisis considerando el caso del nuevo modelo de daño.	55
Figura 4.21. Representación de puntos de desempeño sobre la función de índice de daño medio en la dirección X.	56
Figura 4.22. Representación de puntos de desempeño sobre la función de índice de daño medio en la dirección Y.	56
Figura 5.1. Representación bilineal del espectro de capacidad en la dirección X y la dirección Y.....	60

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Clasificación de los suelos según el reglamento R-001 publicado por MOPC (2011).....	9
Tabla 2.2. Descripción de las alturas por piso.....	12
Tabla 2.3. Descripción de los materiales.....	14
Tabla 2.4. Factores utilizados para la determinación de las cargas permanentes. Obtenidos de Obtenidos del reglamento R-001 de MOPC (2011).....	17
Tabla 2.5. Factores utilizados para la determinación de las cargas vivas. Obtenidos del reglamento R-001 de MOPC (2011).....	17
Tabla 2.6. Distribución por nivel de la masa concentrada.....	18
Tabla 2.7. Masa acumulativa en las distintas direcciones de análisis.	21
Tabla 2.8. Valor de la magnitud de las fuerzas incrementales utilizadas para el análisis estático pushover.	23
Tabla 4.1. Matriz de probabilidad de daño para cada estado de daño en la dirección X.....	43
Tabla 4.2. Parámetros del modelo paramétrico para el ajuste log-normal en la dirección X.....	47
Tabla 4.3. Parámetros del modelo paramétrico para el ajuste log-normal en la dirección Y.....	47
Tabla 4.4. Desplazamientos espectrales generados por distintos valores de PGA en la dirección En la tabla representa resaltada la casilla correspondiente al PGA del espectro elástico de la norma R-011 (MOPC, 2011).	52
Tabla 4.5. Desplazamientos espectrales generados por distintos valores de PGA en la dirección Y. En la tabla representa resaltada la casilla correspondiente al PGA del espectro elástico de la norma R-011 (MOPC, 2011).	53

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

La República Dominicana posee un historial sísmico importante, sin embargo, debido al tiempo de ocurrencia entre eventos, las generaciones actuales no recuerdan el suceso de algún terremoto importante debido a que no poseen la experiencia o vivencia propia. Este hecho crea la falsa sensación a la población de pertenecer a un país asísmico, cuando la realidad es otra (Alvarado, 2014).

Observando los últimos registros de sismicidad, el terremoto ocurrido en Haití en el año 2010 representa el de mayor intensidad en los últimos 200 años. Según el Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS), el sismo tuvo una magnitud momento de 7.0, se sintió con una intensidad de X en la escala de Mercalli modificada y se generó a una profundidad de 13 km (USGS, 2010). Este terremoto fue registrado el martes 12 de enero de 2010 a las 16:53:09, hora local, con epicentro a 15 km de Puerto Príncipe, capital del país. También se registraron una serie de réplicas, siendo las más fuertes las de 5.9 M_w , 5.5 M_w y 5.1 M_w (VSF, 2010). El sismo fue perceptible en países cercanos como Cuba, Jamaica y República Dominicana, donde provocó temor y evacuaciones preventivas. En la Figura 1.1 se muestra el mapa con las distribuciones de intensidad del evento sísmico generado por el USGS; las intensidades se presentan en la escala de Mercalli Modificada.

El 12 de enero de 2011, un año después del acontecimiento, de acuerdo a las publicaciones de Castro (2011), el primer ministro de Haití de aquel entonces, Jean-Max Bellerive, dio a conocer los datos definitivos de los afectados, conociéndose que en el sismo fallecieron 316,000 personas, 350,000 individuos resultaron heridos, y más de 1.5 millones de personas se quedaron sin hogar, con lo cual, este suceso es catalogado como una de las catástrofes humanas más graves de la historia.

A pesar de la importancia e incidencia de este sismo, la República Dominicana no sufrió daños importantes. No hubo ninguna pérdida humana y el daño registrado en la mayoría de edificaciones fue nulo y en muy pocos casos leves.

Esto incrementó en la población esa frágil seguridad aparente, sin embargo, dentro del ámbito profesional local, aumentó la preocupación de geólogos e ingenieros civiles, sobre si existe un grado de preparación adecuado, en particular en la construcción y el código sísmico vigente.

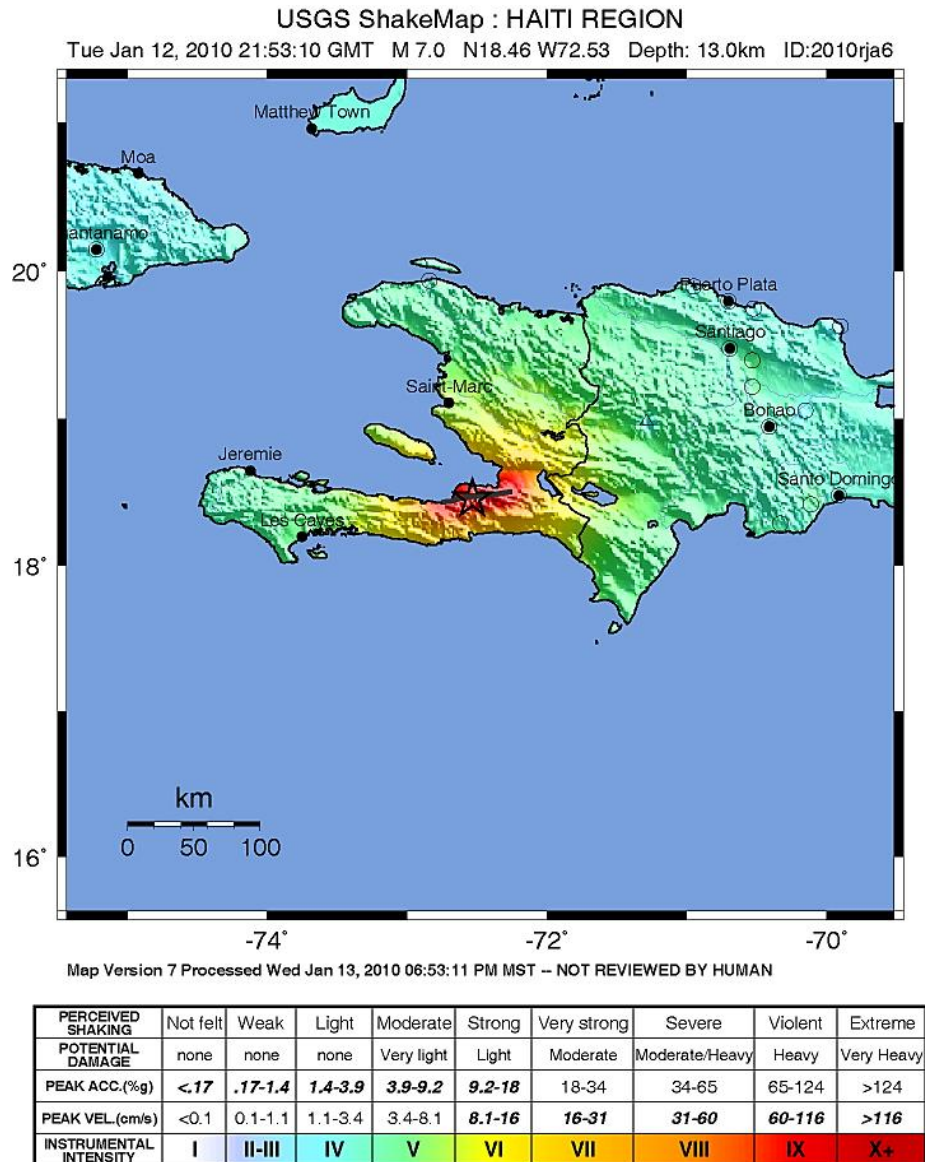


Figura 1.1. Distribución de las intensidades durante el sismo ocurrido en Haití. Imagen descargada de la página web <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/shakemap/global/shake/2010rja6/> en junio 2016.

1.2 OBJETIVOS

En el presente trabajo se pretende contribuir a la determinación del riesgo sísmico y a la verificación de qué tan adecuadas son las estructuras en la República Dominicana, para esto, se persigue el siguiente objetivo general, a través de la realización de los objetivos específicos indicados más abajo.

Objetivo general

Evaluar el daño sísmico esperado en una estructura de mampostería reforzada típica en la República Dominicana mediante la aplicación del análisis estático no lineal con el objetivo de determinar el espectro de capacidad, su punto de desempeño y las curvas de fragilidad, comparando los resultados con los obtenidos al aplicar un modelo de daño propuesto recientemente por Pujades et al (2015).

Objetivos específicos

1. Obtener la curva de capacidad de la estructura seleccionada, con ayuda del programa SeismoStruct_v7, mediante la aplicación del procedimiento de empuje de fuerzas incrementales o análisis estático no-lineal *Pushover*.
2. Obtener las curvas de fragilidad de la estructura seleccionada utilizando el método clásico descrito en el proyecto RISK-UE nivel II (Milutinovic & Trendafiloski, 2003)
3. Determinar el punto de desempeño de la estructura seleccionada, siguiendo los lineamientos indicados en el documento ATC-40 (ATC, 1996), mediante el método A referenciado en el proyecto RISK-UE nivel II en su paquete de trabajo WP4 “*Vulnerability of current buildings*” (Milutinovic & Trendafiloski, 2003).
4. Obtener las partes lineal y no lineal de la curva de capacidad según el modelo paramétrico.
5. Calcular las curvas de fragilidad de la estructura seleccionada mediante el nuevo modelo de daño definido a partir de las funciones de degradación de rigidez y de pérdida de energía.
6. Determinar los nuevos índices de daño que propone el nuevo modelo.
7. Comparar los resultados obtenidos mediante las distintas metodologías utilizadas.
8. Proponer conclusiones, recomendaciones y líneas futuras de trabajo.

1.3 METODOLOGÍA

En el trabajo desarrollado se aplican dos métodos para la definición del daño estructural, el propuesto e implementado en el proyecto RISK-UE de nivel II en su paquete de trabajo WP4 (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) y el modelo Paramétrico de Pujades et al (2015).

El proyecto RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) evalúa el escenario sísmico en términos espectrales y se utiliza para obtener las curvas de fragilidad, el punto de desempeño y la matriz de probabilidad de daño del edificio. Como datos de entrada se necesita el espectro de respuesta y la curva de capacidad de la estructura.

Este método considera cuatro estados de daño no nulo, numerados del 1 al 4 respectivamente: 1.-Leve, 2.-Moderado, 3.-Extensivo y 4.-Completo.

Por otro lado, el nuevo modelo de daño descrito en el artículo de Pujades et al (2015), permite separar el comportamiento lineal y no lineal de la curva de capacidad. Además, en este mismo trabajo se separan las contribuciones al daño debidas a la degradación de rigidez y a la acumulación de energía disipada por deformación. De esta forma se propone un nuevo modelo de daño y de fragilidad y un nuevo índice de daño que fue calibrado mediante análisis dinámico incremental probabilista.

Vale la pena mencionar que las nuevas curvas de fragilidad obtenidas también se ajustan bien mediante funciones log-normales y que la curva de capacidad puede parametrizarse también usando funciones log-normales o beta, como se verá más adelante.

1.4 ALCANCE DEL PROYECTO

En el presente trabajo se busca evaluar el daño sísmico físico esperado para una estructura ya construida ubicada en el país de la República Dominicana. A pesar de que el proyecto se desarrolló partiendo de una estructura existente, las consideraciones llevadas a cabo permiten que sea aplicado también a otras edificaciones. En este aspecto, la principal diferencia radica en el costo que implica modificar la estructura en el caso de que las demandas sísmicas no sean toleradas por la edificación, pero estos aspectos así como otros temas económicos no serán considerados en el trabajo. Una vez finalizado el proyecto se espera que pueda contribuir a la evaluación de la capacidad de distintas estructuras en el país.

1.5 ESTRUCTURA DE LA MEMORIA

La memoria de este proyecto está compuesta por cinco capítulos. El presente capítulo es una introducción del trabajo realizado en el que se han expuesto los antecedentes, los objetivos que se pretenden alcanzar con la realización del mismo, las consideraciones principales que se toman en cuenta en las distintas metodologías llevadas a cabo y finalmente el alcance del estudio realizado.

En el Capítulo 2 se describe tanto la sismicidad de la zona de estudio como la estructura analizada. Además, se incluye la información referente al modelado de la misma en el programa utilizado, SeismoStruct _v7, (Seismosoft, 2014). Asimismo, este capítulo hace referencia a la metodología desarrollada por el proyecto RISK-UE nivel II en su paquete de trabajo WP4 (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) para la realización del análisis de capacidad de la estructura.

Se presenta el proceso llevado a cabo para la conversión del espectro de demanda y de la curva de capacidad al formato espectral, la obtención de la curva en formato bilineal, las consideraciones para la definición de los estados de daño, las curvas de fragilidad y el daño esperado. Este último aspecto hace referencia al punto de capacidad por demanda conocido también como “*performance point*” o punto de desempeño.

En el Capítulo 3 se trazan los mismos objetivos que en el capítulo anterior, sin embargo, en esta ocasión se realizan basados en las especificaciones descritas por el modelo paramétrico según el artículo de Pujades et al (2015). De manera adicional, se plantea un desarrollo del modelo paramétrico ajustando la curva de capacidad por tramos.

En el Capítulo 4 se presentan y comentan los resultados obtenidos con las dos metodologías aplicadas. En esta sección se establece también una comparación entre los resultados obtenidos mediante RISK-UE nivel II en su paquete de trabajo WP4 (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) y mediante el nuevo modelo de daño descrito en el artículo de Pujades et al (2015).

En el Capítulo 5 se presentan las principales conclusiones a las que se ha llegado, se comenta acerca del daño sísmico esperado en la estructura analizada, y se muestran las principales conclusiones referentes a las ventajas e inconvenientes de aplicar uno u otro método y, finalmente, se presentan recomendaciones y posibles líneas futuras de investigación que enriquecerían el trabajo realizado

CAPÍTULO 2: CAPACIDAD, FRAGILIDAD Y DAÑO: ENFOQUE CLÁSICO

2.1 ZONA DE ESTUDIO

Es bien establecido que los terremotos más importantes se producen en los bordes de las placas tectónicas, las cuales se dividen a su vez en fallas locales que se encuentran en su interior. La isla de La Española, en la cual está la República Dominicana, se encuentra ubicada en la placa tectónica del Caribe que presenta un movimiento de 20 ± 2 mm al año, en dirección Suroeste-Noreste (70°); sus bordes contactan al Norte con la Placa de Norte América, al Sur con la placa de Sudamérica, al Oeste con las placas de Nazca y de Cocos y al Este la placa del Fondo Oceánico del Atlántico como se muestra en la Figura 2.1 (Pérez, 2010).



Figura 2.1. Distribución de placas tectónicas en la República Dominicana. En la imagen se destaca, mediante un círculo rojo, al país en cuestión. La figura fue obtenida de <http://www.quantum-rd.com/2009/05/republica-dominicana-y-el-caribe-bajo.html#ixzz4JgEW2vYw>. La última consulta se realizó en septiembre 2016.

Entre la placa del Caribe y la de Norte América ocurren deslizamientos mientras que las placas de Nazca y Fondo Oceánico del Atlántico se introducen por debajo de la placa del Caribe lo que genera zonas de subducción. Estas fallas que se han mencionado han sido las responsables de producir los terremotos catastróficos que han ocurrido en la isla, de los cuales a partir del año 1500 se tiene algún tipo de información (Pérez, 2010). El comportamiento que se ha estudiado hasta el momento permite afirmar que cada 70 ± 10 años ocurre un terremoto catastrófico en La Española.

Historial sísmico.

Algunos de los eventos más importantes de los que se tiene algún tipo de registro son:

- En 1562, son destruidas las ciudades de Santiago y La Vega.
- En 1614, el terremoto dañó seriamente a la capital del país, Santo Domingo. Hubo réplicas por varios días.
- En 1673 mueren 24 personas y la ciudad de Santo Domingo resultó destruida.
- En 1691 es destruida la provincia de Azua y la capital sufre daños.
- En 1761 destrucción en todo el sur de la provincia de Azua.

El último terremoto importante registrado en la República Dominicana fue de magnitud 8.1 en la escala de Richter el 4 de agosto de 1946. Este produjo muchos daños materiales, así como pérdidas de vidas. (Pérez, 2010). Sin embargo, el hecho de que este suceso haya ocurrido hace aproximadamente 70 años, contribuye a ese falso sentimiento de seguridad que se comentaba en el capítulo anterior.

2.2 REGLAMENTO SÍSMICO

Según el Reglamento R-001 publicado por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC, 2011), la República Dominicana se divide en dos zonas sísmicas como se muestra en la Figura 2.2. Esta división se realiza de acuerdo a los niveles de aceleración espectral de referencia, S_s , obtenidos de un análisis de la peligrosidad sísmica de la región para un período de retorno de 2,475 años, o lo que es lo mismo, con una probabilidad de excedencia de un 2%, en 50 años. En el mapa que se muestra en la Figura 2.2, la zona I corresponde a un área de alta sismicidad donde el valor de S_s es mayor que 0.95 g, en cambio, la zona II corresponde a un área de mediana sismicidad donde el valor de S_s es menor o igual que 0.95 g.

La ciudad de Santiago de los Caballeros, ciudad donde se ubica la construcción analizada en este documento, se encuentra ubicada en la zona I y posee un suelo tipo D, descrito en el reglamento como suelo rígido al que se le asigna una velocidad de ondas de corte entre 180 y 360 m/s en los primeros 30 metros de profundidad del estrato. En la Tabla 2.1 se muestra la descripción de los primeros cinco estratos de acuerdo al reglamento R-001 (MOPC, 2011). Esta información figura en la tabla 3 del documento referenciado. La influencia de los tipos de suelos en la respuesta sísmica estará determinada por los factores de sitio, F_a y F_v , que dependen de la clasificación del sitio, el tipo de suelo y de los valores espectrales de referencias del sitio S_s y S_1 .

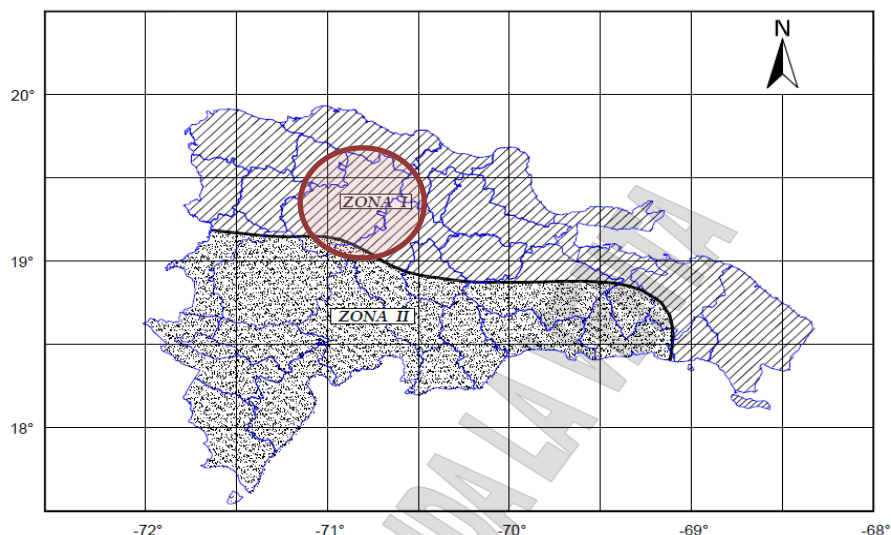


Figura 2.2. Mapa de zonificación sísmica de la República Dominicana según el reglamento sísmico R-001 (MOPC, 2011). En el círculo rojo se resalta la ciudad de Santiago, donde se encuentra ubicada la construcción analizada.

Tabla 2.1. Clasificación de los suelos según el reglamento R-001 publicado por MOPC (2011).

Clasificación del sitio	Designación	Propiedades promedio en los primeros 30 m		
		Velocidad onda de corte V_s (m/s)	Resistencia penetración estándar \bar{N}	Resistencia al corte del suelo sin drenar S_u (kg/cm ²)
A	Roca fuerte	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso y Roca blanda	$360 < V_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 1$
D	Suelo rígido	$180 \leq V_s \leq 360$	$14 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.5 \leq S_u \leq 1$
E	Suelo blando	$V_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$S_u < 0.5$

2.3 SOLICITACIONES SÍSMICAS

Como solicitud sísmica para el análisis desarrollado en este documento se contemplará el espectro sísmico elástico que se define en el reglamento R-001 (MOPC, 2011) que contiene las aceleraciones espectrales de diseño, S_a , correspondientes a un oscilador de un grado de libertad, con un factor de amortiguamiento crítico de un 5%. El espectro tiene tres regiones de frontera definidas por las expresiones 2.1 - 2.7.

$$S_a = 0.6 \frac{S_{DS}}{T_0}(T) + 0.4 S_{DS} \quad T \leq T_0 \quad \text{Expresión 2.1}$$

$$S_a = S_{DS} \quad T_0 < T \leq T_S \quad \text{Expresión 2.2}$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad T > T_S \quad \text{Expresión 2.3}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a \cdot S_s \quad \text{Expresión 2.4}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v \cdot S_1 \quad \text{Expresión 2.5}$$

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{Expresión 2.6}$$

$$T_S = 5 T_0 \quad \text{Expresión 2.7}$$

Donde:

S_{DS} = aceleración espectral en g, que define la meseta

S_{D1} = aceleración espectral que define el último tramo del espectro

T_0 = periodo que define el inicio de la meseta

T_S = periodo que define el final de la meseta

F_a y F_v = factores de sitio que dependen de la clasificación del sitio, el tipo de suelo y de los valores espectrales de referencias S_s y S_1

T corresponde al periodo fundamental de la estructura. El reglamento R-001 (MOPC, 2011) explica que este valor se puede definir mediante la expresión 2.8. En ésta, K_0 es un factor que depende de la tipología estructural, D_s es la dimensión en planta del edificio en la dirección analizada y H es la altura total del edificio.

$$T = \frac{K_0 H}{\sqrt{D_s}} \quad \text{Expresión 2.8}$$

En la Figura 2.3 se ilustra al espectro sísmico elástico de la norma sísmica (MOPC, 2011). Por otra parte, la Figura 2.4 representa el espectro que fue calculado para la realización de los análisis de este proyecto, en ésta, se puede definir un valor de PGA de 0.256 g y una aceleración espectral en la meseta de 0.640 g. A pesar de que en la sección anterior se indica que la zona I posee aceleraciones mayores a 0.95 g, para estructuras convencionales, se emplea un periodo de retorno de 475 años y por esta razón se reduce el nivel de la amenaza que se presenta en los mapas.

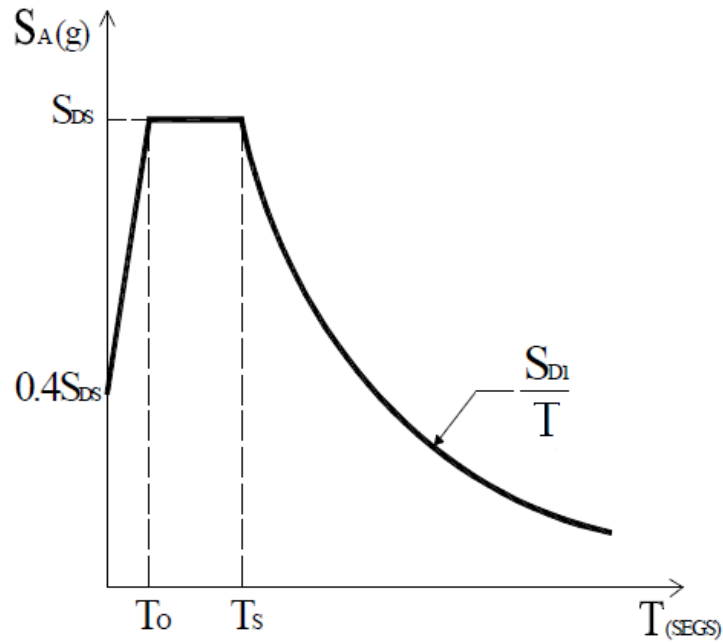


Figura 2.3. Espectro sísmico lineal elástico del reglamento R-001 (MOPC, 2011).

La relación que existe entre el periodo fundamental en la dirección X ($T_X = 0.209$ s) y el periodo fundamental en la dirección Y ($T_Y = 0.184$ s) con el periodo que define el inicio de la meseta ($T_0 = 0.113$ s) y el periodo que define el final de la meseta ($T_s = 0.563$ s) se muestra a continuación: $T_0 < T_X \leq T_s$ y $T_0 < T_Y \leq T_s$. Esta relación ubica a ambos periodos fundamentales en la meseta, donde las aceleraciones espectrales son constantes, por tal motivo, la aceleración que interviene en el cálculo del coeficiente de corte basal (expresión 2.9) es la misma para ambas direcciones lo que conlleva a que el cortante basal en ambas direcciones de igual modo sea el mismo.

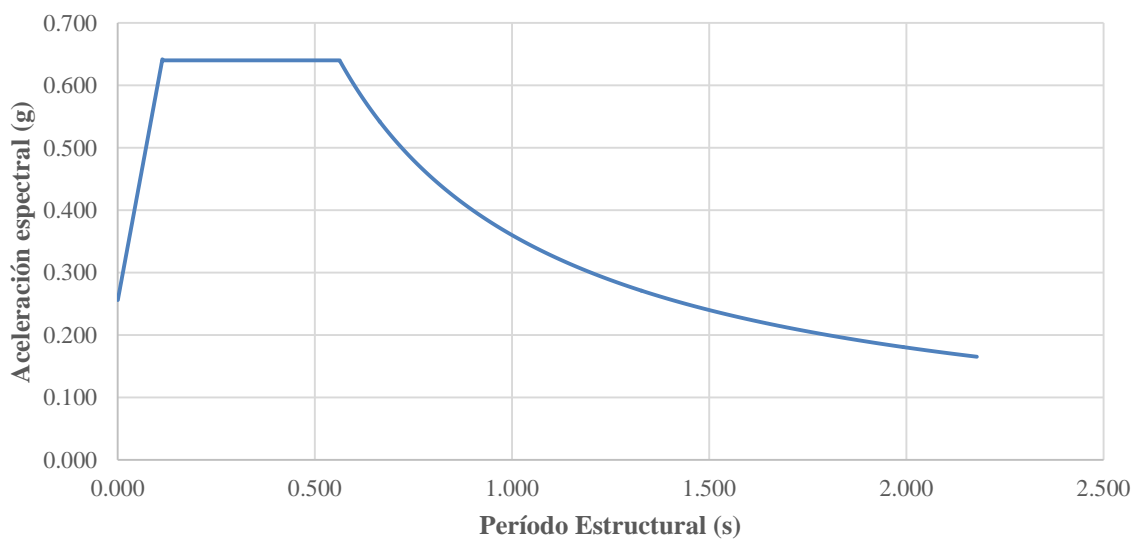


Figura 2.4. Espectro sísmico lineal elástico con 5% de factor de amortiguamiento crítico para un periodo de retorno de 2475 años calculado según las especificaciones del R-001 (MOPC, 2011).

2.4 EL EDIFICIO

Descripción de la estructura

La estructura estudiada corresponde a una edificación, construida en el año 2007 que utiliza muros de carga de mampostería reforzada con bloques de concreto de 20x15x40 cm. Se compone de un edificio de vivienda familiar de tres niveles, cada uno con 2.60 m de altura, como se muestra en la Tabla 2.2. La estructura posee 11.30 m como máxima longitud en el eje X y 14.60 m como máxima longitud en el eje Y, lo que delimita un área de 164.98 m². Así la dirección Y en la Figura 2.5 es la dirección larga. En esta figura se muestra la disposición de los elementos estructurales y el valor de las máximas dimensiones en cada eje ortogonal. Los entrepisos están dispuestos por losas rígidas conformadas por concreto armado. Las simbologías “C”, “V” y “D” corresponden a columnas, vigas y dinteles respectivamente. En el caso de las columnas y vigas, seguido de esta simbología se presenta una numeración que indica una sección característica contemplada en el plano estructural de la edificación.

Tabla 2.2. Descripción de las alturas por piso.

Nivel	Altura entrepiso (m)	Altura total (m)
1	2.6	2.6
2	2.6	5.2
3	2.6	7.8

En cuanto a materiales, la estructura se compone de bloques de concreto, mortero, concreto de relleno, concreto estructural y acero de refuerzo, cuyas propiedades y características se detallan en la Tabla 2.3. En cuanto a los elementos estructurales, las columnas poseen una sección de 20x20 cm y las vigas 20x42 cm. Las columnas fueron definidas como elementos de borde del muro, las aportaciones de las mismas se aplicaron mediante un ensanchamiento en los extremos de la sección correspondiente. En la Figura 2.6 se muestra el detalle de las columnas, así como también la disposición de refuerzo longitudinal y transversal típico en vigas y en dinteles.

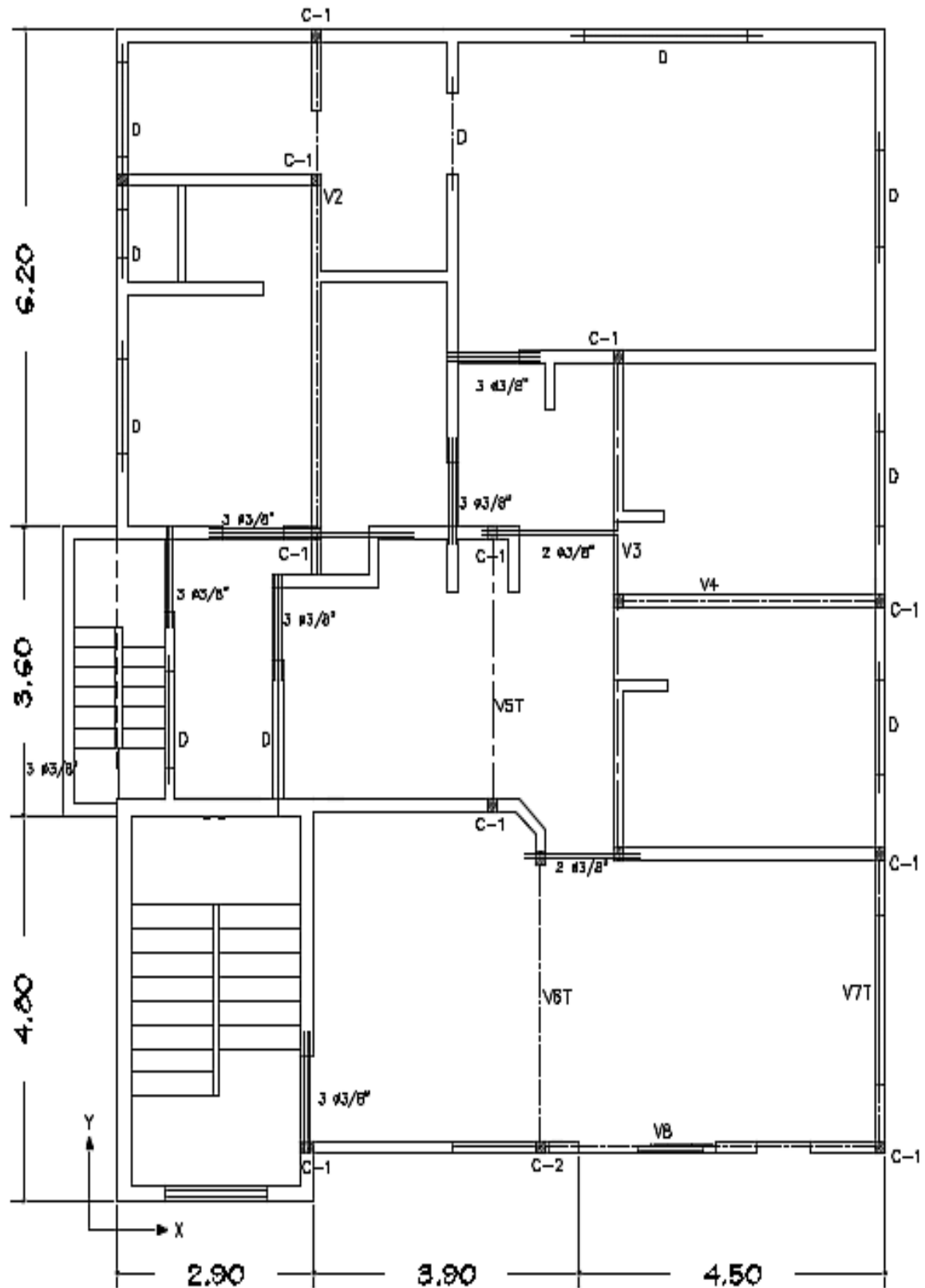


Figura 2.5. Vista con las dimensiones en planta en la que se distinguen los elementos estructurales.

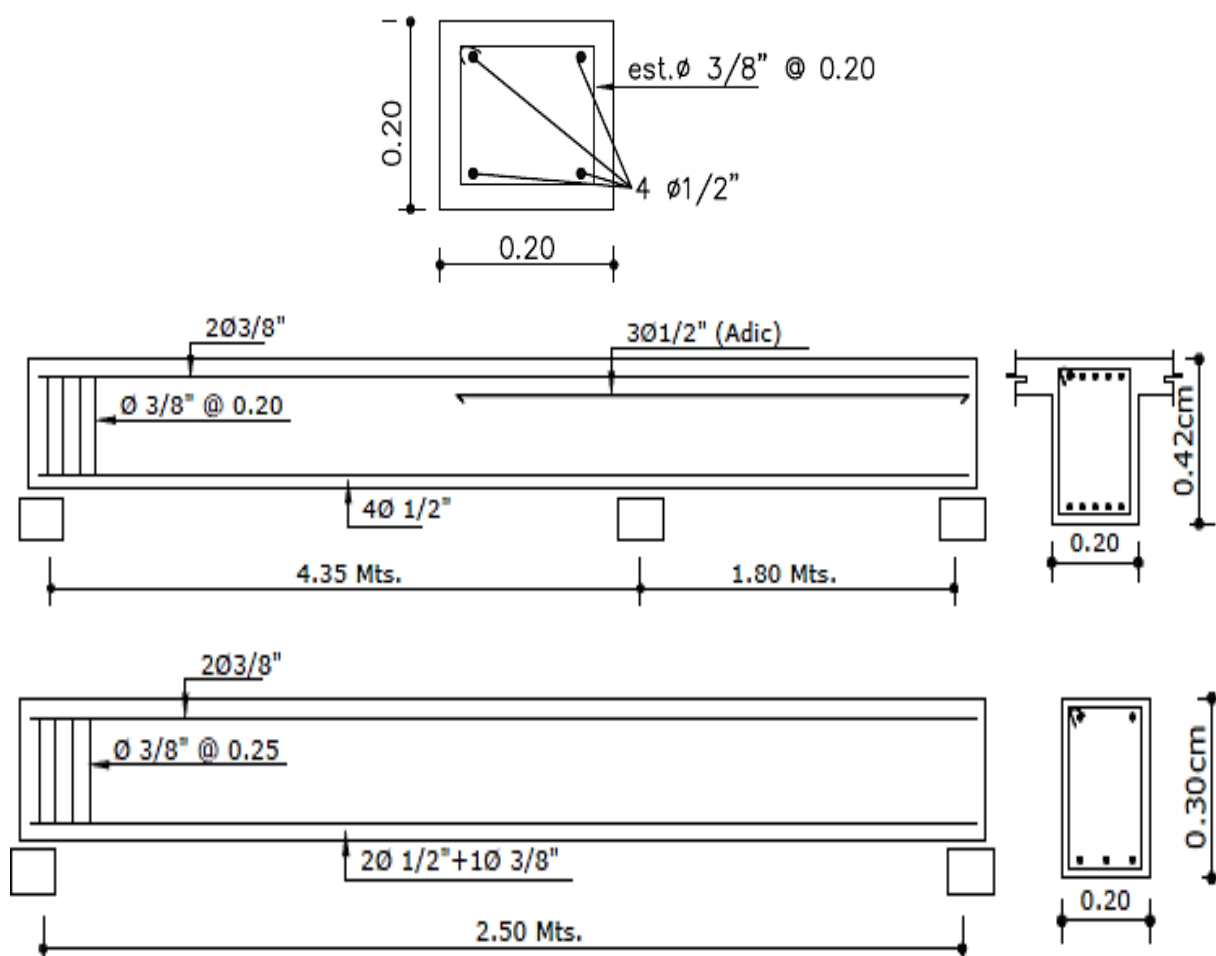


Figura 2.6. En orden descendente se coloca la sección de las columnas, el detalle longitudinal y transversal típico en vigas y el detalle longitudinal y transversal en dinteles.

Tabla 2.3. Descripción de los materiales.

Muros de carga			Vigas y columnas		
Mampostería	f'_m (kPa)	6,000	Concreto	f'_c (kPa)	18,000
	E_m (kPa)	5.292E+06		E (kPa)	1.99E+07
Acero	f_y (kPa)	280,000	Acero	f_y (kPa)	280,000
	G (kPa)	2.00E+08		G (kPa)	2.00E+08

La mampostería utilizada poseen una resistencia característica (f'_m) de 60 kg/cm² y según el Reglamento Para Diseño y Construcción de Edificios en Mampostería Estructural, R-027 (SEOPC, 2007) en su apartado 2.5 titulado “Resistencia a la Compresión”, el requerimiento mínimo establecido es de 50 kg/cm².

Este apartado contiene además, las especificaciones relativas al espesor máximo de mortero de colocación para los bloques, que es de 2 cm, la resistencia a la compresión del bloque (f'_b), que es 60 kg/cm^2 , y la resistencia mínima para el concreto de relleno en la mampostería (f'_j), que es 120 kg/cm^2 . Las consideraciones para el refuerzo de los muros se encuentran en el apartado 4 titulado “Especificaciones sobre el Refuerzo”. En lo concerniente a la dosificación, mezcla y colocación del concreto la norma R-027 hace referencia a los capítulos 4 y 5 del ACI-318 (2008).

El Reglamento para Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras (MOPC, 2011) clasifica a la edificación como GRUPO IV: EDIFICACIONES DE OCUPACIÓN NORMAL. Este grupo está formado por construcciones de ocupación normal que pueden tolerar daños estructurales que las hagan inoperables como consecuencias de un evento sísmico, sin llegar al colapso parcial o desplome. (MOPC, 2011). Este objetivo de desempeño es equivalente al de Seguridad a la Vida (LS) definido por el proyecto VISION 2000 (SEAOC, 1995).

2.5 EL MODELADO

Modelos de histéresis

Los materiales como el acero y el concreto, que se utilizaron para definir a la estructura, ya vienen definidos en el programa seismostruct_v7, sin embargo, la mampostería no. Como solución a esta situación se decidió definir un modelo de concreto que tuviera la misma resistencia característica que la mampostería empleada en la estructura analizada.

En la Figura 2.7 se muestra la ventana del programa que permite modificar estas propiedades. Además, en ella se presenta el diagrama de histéresis correspondiente al material en cuestión. Como se puede notar, a pesar de que la resistencia característica de la mampostería se define con un valor de 6 MPa, en el diagrama esfuerzo – deformación el valor máximo alcanzado es de 7 MPa. Esto se debe a que dentro de las consideraciones del programa, el material desarrolla una mayor resistencia que la esperada. En el caso de estudio la regla de histéresis empleada corresponde al “modelo de concreto no-lineal (con_ma)”. Este es un modelo no-lineal uniaxial de confinamiento constante, que sigue a la relación constitutiva propuesta por Mander et al (1988).

Los efectos de confinamiento que proporciona el refuerzo transversal lateral se incorporan a través de las normas propuestas por Mander et al (1988) por lo cual, la presión de confinamiento se asume constante a lo largo de todo el rango de tensión-deformación (Seismosoft, 2014), sin

embargo, a pesar de que el modelo considera esto, a la hora de definir los elementos se despreció el efecto debido a la baja cantidad de refuerzo transversal que fue definida.

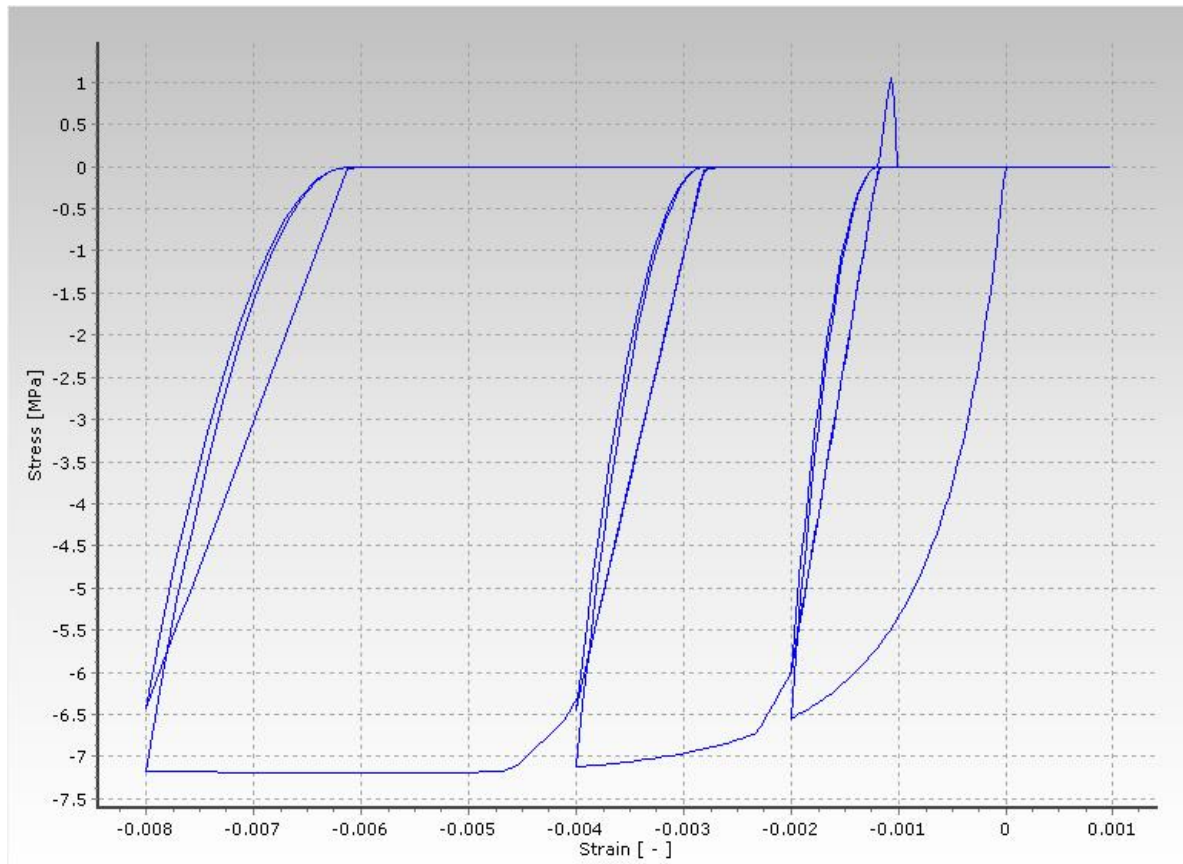


Figura 2.7. Diagrama de histéresis del concreto que define a los bloques de mampostería. Gráfico obtenido del programa estructural utilizado, Seismostruct_v7. (Seismosoft, 2014)

Cargas aplicadas

Las cargas de entrepiso y de techo se calcularon conforme al Reglamento Sísmico R-001 (MOPC, 2011). En la Tabla 2.4 se presenta el peso volumétrico de los distintos elementos que son considerados en el peso permanente de la estructura. Estos valores fueron obtenidos de la tabla A-1 de la norma R-001 (MOPC, 2011). En este mismo orden, en la Tabla 2.5 se muestran los pesos por áreas que considera el R-001 (MOPC, 2011) en su tabla A-2. Estos pesos constituyen la distribución de cargas vivas tanto en el techo como en los entrepisos de la estructura.

Tabla 2.4. Factores utilizados para la determinación de las cargas permanentes. Obtenidos de Obtenidos del reglamento R-001 de MOPC (2011).

Cargas Permanentes	
Techo y entrepisos	Peso volumétrico (t/m ³)
Peso propio losa	2.40
Fino y sellador	2.00
Pañete	1.80
Antepecho	1.80

Tabla 2.5. Factores utilizados para la determinación de las cargas vivas. Obtenidos del reglamento R-001 de MOPC (2011).

Cargas Vivas	
Techo	Peso por área (t/m ²)
Otras áreas	0.20
Entrepiso	Peso por área (t/m ²)
Escaleras	0.40
Otras áreas	0.20

En lo concerniente al cálculo de la carga sísmica se utilizaron las expresiones 2.9 y 2.10, ambas definidas en el reglamento R-001 (MOPC, 2011). Primero, con la expresión 2.9 se calcula el coeficiente de corte el cual no debe ser menor a 0.03. En esta expresión, los factores U y R_d son obtenidos de las tablas 7 y 8 del R-001 (MOPC, 2011), respectivamente. El factor U depende del uso destinado para el edificio y posee un valor de 1, mientras que el factor R_d está ligado a la tipología estructural y para el caso analizado se le asigna un valor de 3. Por último, el cortante basal se determina al multiplicar este coeficiente por el peso del edificio.

$$C_b = \frac{U * S_a}{R_d} \geq 0.03$$

Expresión 2.9

$$V = C_b \times W$$

Expresión 2.10

Donde:

C_b= coeficiente de corte basal

U= coeficiente que depende de la función o uso de la estructura

S_a= aceleración espectral de diseño

R_d= coeficiente de reducción por capacidad de disipación de energía

V= cortante basal.

W= peso del edificio considerado en el análisis

Finalmente, en la Tabla 2.6 se presentan las cargas de uso consideradas en cada entrepiso y en el techo. Estos valores fueron calculados mediante la combinación de cargas permanentes, viva y sísmica que se presenta en la expresión 2.11, la misma fue obtenida del documento R-027 (SEOPC, 2007). Otro documento que sustenta el uso de la expresión 2.11 es el ASCE 7-10: *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI, 2014). Este documento contiene la expresión citada en su capítulo 2, sección 2.3.2. Es importante destacar que esta expresión contempla las influencias de cargas de nieve, sin embargo, dado el hecho de que este tipo de carga no afectará a la estructura no fue considerada.

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.0E \quad \text{Expresión 2.11}$$

Donde

U= carga de uso

D= carga permanente o muerta

L= carga viva

E= carga sísmica

Tabla 2.6. Distribución por nivel de la masa concentrada.

Nivel	Valor de masa (t)
Entrepiso 1	157.16
Entrepiso 2	157.16
Techo	100.65

Las losas rígidas de cada entrepiso fueron modeladas mediante diafragmas rígidos. La función de estos diafragmas es la de restringir ciertos grados de libertad de nodos esclavos a un nodo maestro, mediante el uso de planos rígidos. Esto garantiza que todos los nodos restringidos giren y/o se desplacen en un plano dado, manteniendo su posición relativa invariable, como si estuvieran todos conectados por un brazo rígido.

Tanto los nodos esclavos como el nodo maestro deben ser definidos, siendo este último normalmente el centro del diafragma (Seismosoft, 2014). Las condiciones de restricción también deberán ser definidas. En el caso de estudio las restricciones fueron aplicadas en el plano X-Y.

Rigidización

Sobre cada muro fue definida una viga (viga-muro) como se muestra en la Figura 2.8. A estas vigas se les asignó una rigidez cien veces mayor a la característica de los muros de mampostería utilizando las expresiones 2.10, 2.11 y 2.12. Estas expresiones responden, respectivamente, a la rigidez de elementos de mampostería, al módulo elástico de la mampostería y a la rigidez de vigas en voladizo (ICC, 2012). El modelo empleado por el programa seismostruct_v7 es el de “marcos equivalente” y los elementos son modelados como macro elementos con conexiones rígidas. Este tipo de modelo es utilizado en otros programas como el Tremuri (Lagomarsino et al, 2013)

Con las expresiones 2.12 y 2.13 se determinó el valor de rigidez del muro de mampostería, K_m . Este valor fue multiplicado por un factor igual a 100 y luego fue introducido en la expresión 2.14. De esta manera se obtuvo el módulo de elasticidad de la viga, E . La intención de obtener este valor del módulo, E , resulta de que es un parámetro necesario para la definición de los materiales, por tanto, al realizar el proceso indicado anteriormente se garantiza que el valor del módulo calculado corresponda a la rigidez del muro de mampostería aumentada 100 veces.

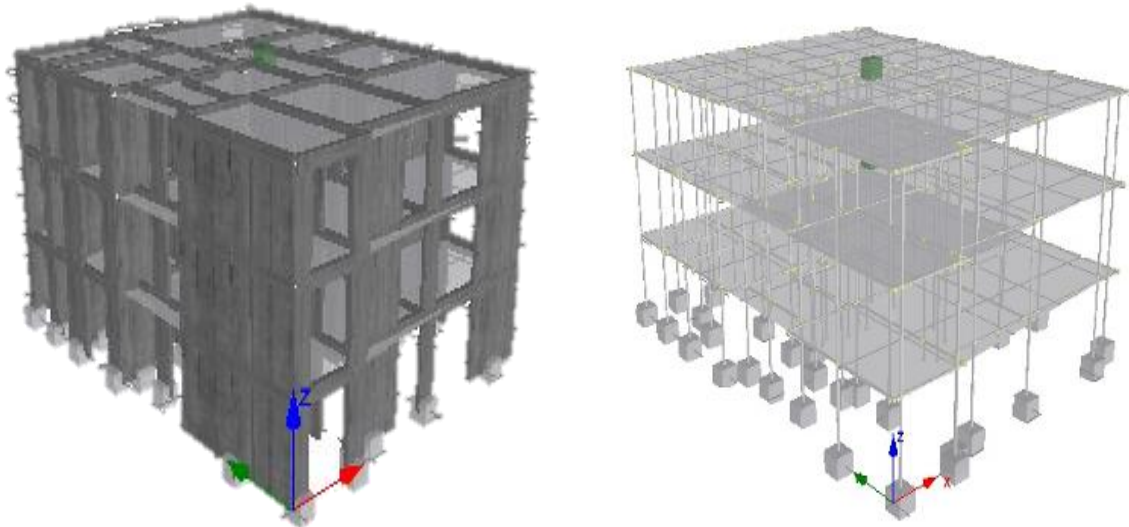


Figura 2.8. A la izquierda se muestra la interfaz de la estructura en el modelado. A la derecha se observa la manera en que los muros son interpretados por el programa.

$$K_m = \frac{E_m I}{3 L^3}$$

Expresión 2.12

$$E_m = 900 f'_m$$

Expresión 2.13

$$K = \frac{E I}{12 L^3}$$

Expresión 2.14

Donde:

K_m = rigidez del muro (kg/m).

K = rigidez de la viga (kg/m).

E = módulo de elasticidad concreto (kPa).

E_m = módulo de elasticidad de la mampostería (kPa).

I = inercia (m^4).

Análisis modal

Para la realización del análisis modal las cargas de uso, definidas anteriormente, fueron concentradas en bloques de masa sobre el nodo maestro de cada entrepiso. Estos bloques además de representar, en unidades de masa, el valor equivalente a la magnitud de las cargas de uso; se les asignó una masa rotacional la cual fue calculada mediante la expresión 2.15. Como su nombre indica, este valor de masa es la resistencia a la rotación que presenta la estructura debido a su propio peso.

$$M_{zz} = \frac{M_T [A^2 + B^2]}{12}$$

Expresión 2.15

Donde:

M_{zz} = masa rotacional (t/m^2).

M_T = masa total de entrepiso (t).

A = longitud del eje X (m).

B = longitud del eje Y (m).

El programa seismostruct_v7, realiza el análisis modal mediante la solución de Eigenvalores y Eigenvectores. Éste es un análisis estructural puramente elástico, ya que las propiedades del material se toman como constante a lo largo de todo el procedimiento de cálculo. (Pilkey, 1994).

En la Tabla 2.7 se muestra el resultado conseguido mediante el programa seismostruct_v7 para el análisis modal. Se puede notar como los principales modos de vibración quedan notoriamente definidos por el alto porcentaje de masa acumulada. En la dirección X en los modos 2, 3 y 5; en la dirección Y en los modos 1, 3 y 4; y finalmente en la dirección Z en los modos 2, 3 y 7 respectivamente. En la Figura 2.9 se muestra la imagen que proporciona el visor de deformación en 3D del programa seismostruct_v7 visto en planta.

Esta imagen corresponde al primer modo de vibración en la dirección X y, como se puede notar, el movimiento descrito por la estructura sufre un acoplamiento con la dirección Y. Este acoplamiento genera el primer modo torsional.

Tabla 2.7. Masa acumulativa en las distintas direcciones de análisis.

Modo	Ux	Uy	Rz
1	0.34%	70.63%	8.82%
2	35.44%	72.61%	49.80%
3	77.16%	77.04%	81.86%
4	77.18%	92.04%	83.79%
5	93.20%	92.27%	84.88%
6	96.88%	93.22%	87.90%
7	96.89%	94.40%	92.15%
8	96.90%	95.30%	95.74%
9	96.92%	96.02%	97.47%
10	96.92%	96.12%	97.67%

En la Figura 2.10 se presenta la ventana que muestra el programa seismoestruct_v7 para definir el modo de vibración número 4, correspondiente al segundo modo de vibración en la dirección Y. En esta imagen se ilustra cómo queda definido el desplazamiento que se obtienen en este modo principal de la dirección Y.

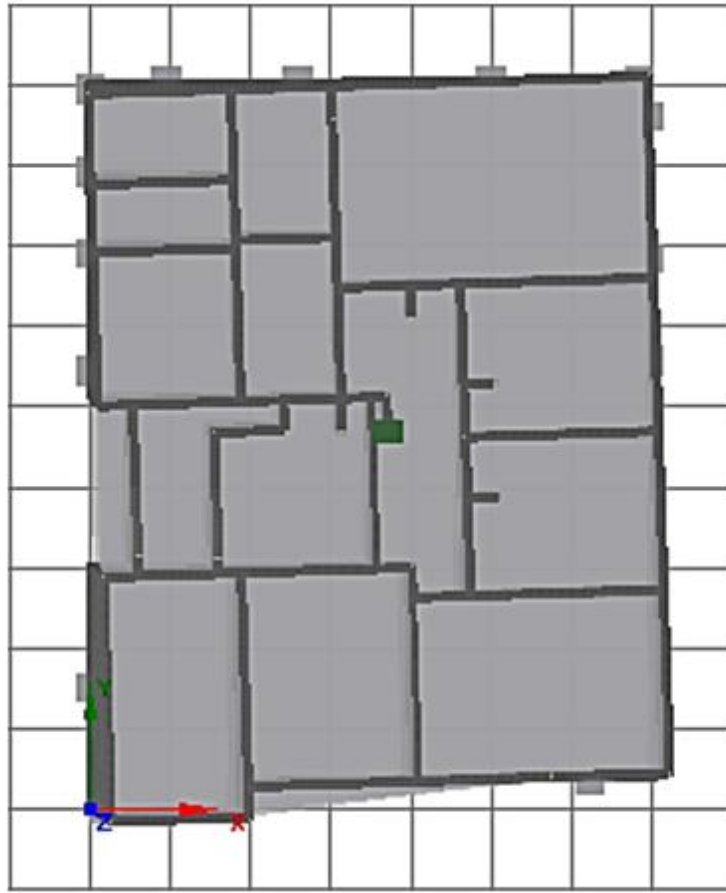


Figura 2.9. Primer modo de vibración en la dirección X. Acoplamiento de la estructura con la dirección Y. El eje global verde corresponde a la dirección Y, el eje global rojo a la dirección X y finalmente, el eje global azul a la dirección Z.

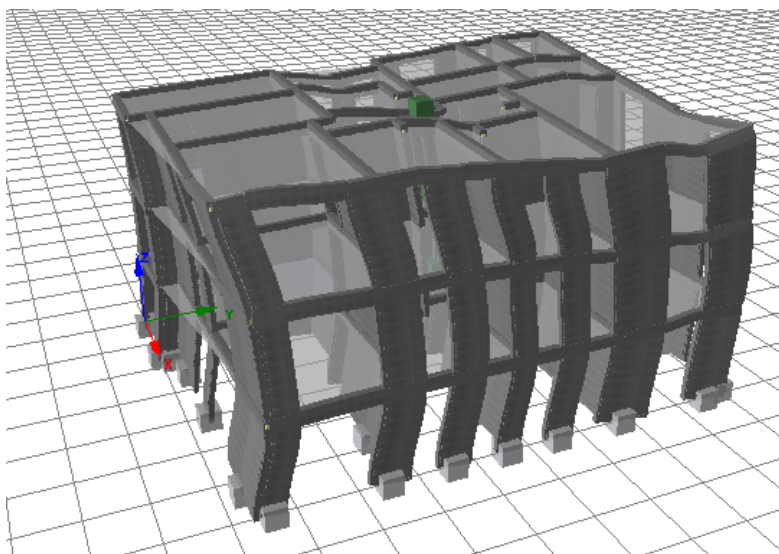


Figura 2.10. Modo de vibración principal en la dirección Y. El eje global verde corresponde a la dirección Y, el eje global rojo a la dirección X y finalmente, el eje global azul a la dirección Z.

Análisis estático no lineal tipo *pushover*

En las Figuras 2.11 y 2.12 se muestra la manera en que se aplicó el patrón de fuerzas laterales tanto en la dirección X como en la dirección Y, respectivamente. Se seleccionó un patrón de carga triangular, distribuido de manera normalizada como se muestra en la Tabla 2.8, siguiendo las especificaciones obtenidas del ATC-40 (1996) en su capítulo 8, donde el patrón de carga triangular es utilizado ante el dominio del primer modo de oscilación en el comportamiento ante acciones sísmicas.

Tabla 2.8. Valor de la magnitud de las fuerzas incrementales utilizadas para el análisis estático pushover.

Nivel	Fuerza normalizada (kN)
Entrepiso 1	0.30
Entrepiso 2	0.65
Techo	1.00

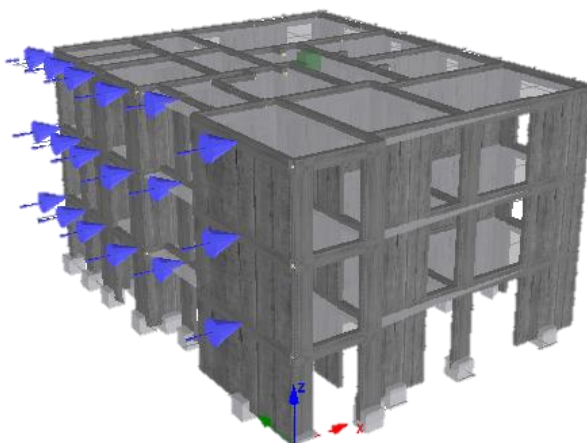


Figura 2.11. Distribución de las fuerzas incrementales normalizadas para el análisis pushover en la dirección X.

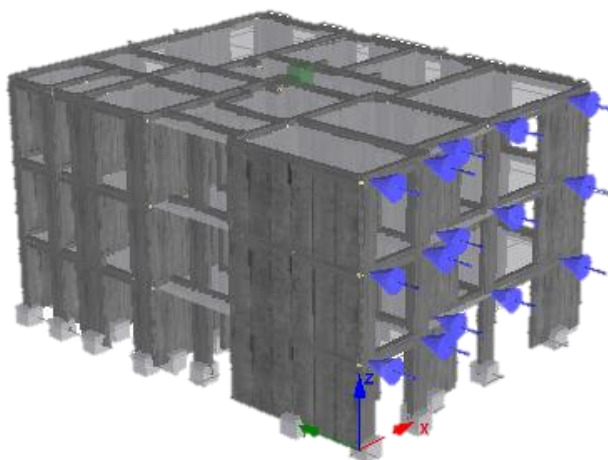


Figura 2.12. Distribución de las fuerzas incrementales normalizadas para el análisis pushover en la dirección Y.

El análisis se llevó a cabo tomando como control de respuesta el desplazamiento en el techo. Para definir el desplazamiento último se utilizó un criterio de desempeño (*Performance Criteria*). Esta herramienta del programa consiste en condicionar al análisis de acuerdo a algún criterio para que así sea posible identificar el momento en que ocurra el comportamiento indicado (Seismosoft, 2014). En el caso de estudio se utilizó el criterio de rotación en los elementos, deteniendo el análisis cuando la rotación de algún elemento excediera el 1.5% de la altura entre niveles adyacentes. Este valor fue considerado de acuerdo a lo explicado por el ASCE/SEI 41-13 (ASCE/SEI, 2014) en su tabla 11.

2.6 ANÁLISIS DE CAPACIDAD

Las curvas de capacidad son la representación de un análisis estático no-lineal *pushover*, donde se presenta la relación entre el cortante, aplicado en la base de la edificación estudiada, y el desplazamiento, medido generalmente desde un punto de referencia ubicado en el techo. Con miras a poder determinar el punto de desempeño de la estructura, es necesario representar la curva de capacidad en aceleraciones y desplazamientos espectrales, S_a y S_d respectivamente. En este sentido, el proyecto RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) hace referencia a la metodología propuesta por el ATC-40 (1996). Por tal motivo, los apartados desarrollados a continuación harán referencia al mismo.

Curva de capacidad y espectro de amenaza

Una vez obtenida la curva de capacidad, para realizar la transformación a formato espectral se necesitan ciertos valores que se obtienen a partir de otras propiedades de la estructura. El procedimiento necesario se define en el ATC-40 (1996) en su sección 8.2.2.1.1, donde se explica la metodología a seguir para realizar el cambio de coordenadas al formato de aceleración espectral (S_a) contra desplazamiento espectral (S_d), tanto de la curva de capacidad (llamado espectro de capacidad) como del espectro de respuesta. Este formato es conocido como ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra). Además, esta sección incluye la metodología a seguir para determinar el punto de desempeño. Las curvas de capacidad y los resultados obtenidos se exponen en el capítulo 4 de resultados que se presentará más adelante.

Forma bilineal

Para la representación bilineal del espectro de capacidad se utiliza el siguiente procedimiento explicado en el ATC-40 (1996).

Este documento indica que la representación bilineal que se traza sobre el espectro de capacidad debe cumplir las siguientes condiciones:

- El área bajo la curva de capacidad debe ser igual al área bajo la curva en formato bilineal.
- Ambas curvas deben tener la misma pendiente de salida.
- El punto de desplazamiento último debe coincidir en ambas curvas.

2.7 DAÑO ESPERADO Y FRAGILIDAD

Para la determinación del daño y la fragilidad, se emplea la metodología de nivel II del proyecto RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003). Por tal motivo, los apartados desarrollados a continuación harán referencia al mismo.

Estados de daño

De acuerdo a lo contemplado en el capítulo 3 de RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003), luego de haber definido el modelo bilineal del espectro de capacidad se deberá representar los distintos estados de daño sobre éste. La definición de los estados de daño se presenta en las expresiones 2.16 – 2.19. Estos estados de daño se definen como:

- **S_{d1}** : leve
- **S_{d2}** : moderado
- **S_{d3}** : extensivo o severo
- **S_{d4}** : completo

$$S_{d1} = 0.7D_y$$

Expresión 2.16

$$S_{d2} = D_y$$

Expresión 2.17

$$S_{d3} = D_y + 0.25(D_u - D_y)$$

Expresión 2.18

$$S_{d4} = D_u$$

Expresión 2.19

Donde:

D_y = punto de capacidad de fluencia.

D_u = punto de desplazamiento último.

Curvas de fragilidad

De acuerdo al informe técnico realizado por Pujades, L. y Barbat, A. (2004), una forma de definir las probabilidades de daño, son las curvas de fragilidad. Para una tipología estructural dada y un estado de daño dado, estas curvas definen la probabilidad de que se iguale o exceda el estado de daño considerado. RISK-UE, suponen que las curvas de fragilidad son de la forma mostrada en la expresión 2.20.

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad \text{Expresión 2.20}$$

Donde:

S_d = desplazamiento espectral o parámetro de la acción sísmica

$\bar{S}_{d,ds}$ = valor medio del desplazamiento en el que el edificio alcanza un umbral del estado de daño ds

β_{ds} = desviación estándar del logaritmo natural de S_d

Φ = es la función de distribución acumulativa normal estándar.

Por lo tanto, estas curvas quedan definidas mediante sólo dos parámetros: el valor medio $\bar{S}_{d,ds}$ y la desviación típica β_{ds} . El valor medio define el punto en el que la probabilidad de igualar o exceder el estado de daño es igual al 50% (Pujades, 2004). La desviación típica da una idea de la dispersión.

La expresión 2.21 muestra la función de densidad de probabilidad de la función log-normal, empleada para el correspondiente ajuste de las curvas de fragilidad, donde T corresponde a la tipología estructural considerada.

$$F_T(S_d) = \frac{1}{\beta S_d \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{1}{\beta} \ln \frac{S_d}{\bar{S}_d} \right)^2 \right] \quad \text{Expresión 2.21}$$

La curva de fragilidad, es decir, la probabilidad de que un edificio iguale o exceda el estado de daño considerado, viene dada por la integral entre 0 y S_d de la función de densidad de probabilidad como se muestra en la expresión 2.22.

$$P(S_d) = P_T[GD \geq G_{di}|S_d] = \int_0^{S_d} F_T(S_d) d(S_d) \quad \text{Expresión 2.22}$$

Donde:

GD= el grado de daño considerado

$G_{di}|S_d$ = grado de daño generado por el desplazamiento S_d

Aunque se consideran 5 estados de daño: Nulo (0), Leve (1), Moderado (2), Extensivo o Severo (3) y Completo (4), sólo se dan las curvas de fragilidad correspondientes a los estados de daño no nulos, ya que la correspondiente al grado de daño nulo, es trivialmente la unidad.

Daño esperado

Para la determinación del punto de desempeño se utilizará el procedimiento A, descrito por el ATC-40 (1996) en su capítulo 8. Éste método se basa en un proceso iterativo en el que se va reduciendo el espectro de respuesta en formato ADRS hasta que se determine un punto de intersección con el espectro de capacidad en el que tanto el amortiguamiento disipado por la estructura como el amortiguamiento equivalente empleado para reducir el espectro de capacidad son similares cumpliendo con la tolerancia que se representa en la expresión 2.23. En esta expresión d_i representa el desplazamiento espectral del punto donde se intersectan la forma bilineal de la curva de capacidad y el espectro de demanda y dp_i representa el desplazamiento espectral del punto de desempeño de prueba, referenciado en el documento como “*trial performance point*”.

$$0.95 dp_i \leq d_i \leq 1.05 dp_i$$

Expresión 2.23

Para obtener los valores de probabilidad de daño (P_i), es necesario determinar los puntos de intersección entre las curvas de fragilidad y el desplazamiento para el punto de desempeño de la estructura. Una vez que se conocen los valores de intersección se aplican las expresiones 2.24 - 2.28 para obtener los valores de las probabilidades de daño.

Siendo F_1 , F_2 , F_3 y F_4 los valores de la probabilidad correspondiente a las intersecciones del desplazamiento para el punto de desempeño con las curvas de fragilidad leve, moderado, severo y completo respectivamente.

$$P_0 = 1 - F_1$$

Expresión 2.24

$$P_1 = F_1 - F_2$$

Expresión 2.25

$$P_2 = F_2 - F_3$$

Expresión 2.26

$$P_3 = F_3 - F_4$$

Expresión 2.27

$$P_4 = F_4$$

Expresión 2.28

CAPÍTULO 3: CAPACIDAD, FRAGILIDAD Y DAÑO: MODELO PARAMÉTRICO

En este capítulo se describe el modelo paramétrico para ajuste de curvas de capacidad propuesto por Pujades et al (2015). Los resultados obtenidos en el artículo se basan en el análisis realizado a una serie de edificios de concreto reforzado.

Para el desarrollo del modelo, primero es necesario analizar la curva de capacidad y separarla en dos secciones, una lineal y otra no lineal. Las derivadas de estas dos funciones también son fundamentales para la formulación del modelo.

3.1 MODELO PARAMÉTRICO

Las curvas de capacidad pueden considerarse compuestas de una parte lineal y una parte no lineal. La parte lineal, $F_L(\delta)$, corresponde al comportamiento lineal y elástico del edificio y se representa por una línea recta cuya pendiente se define por el período del modo fundamental de vibración de la estructura. La parte no lineal, $F_{NL}(\delta)$, contiene la respuesta no lineal del edificio y se obtiene restando la verdadera curva de capacidad de la curva lineal (expresión 3.1). En la Figura 3.1 se muestra la curva de capacidad y la forma de las funciones lineal y no lineal.

$$F_{NL}(\delta) = F_L(\delta) - F(\delta) = m \delta - F(\delta) \quad \text{Expresión 3.1}$$

Donde:

δ = desplazamiento en el techo

$F(\delta)$ = función de la curva de capacidad

m = pendiente de la primera parte de la curva de capacidad vinculado al periodo fundamental

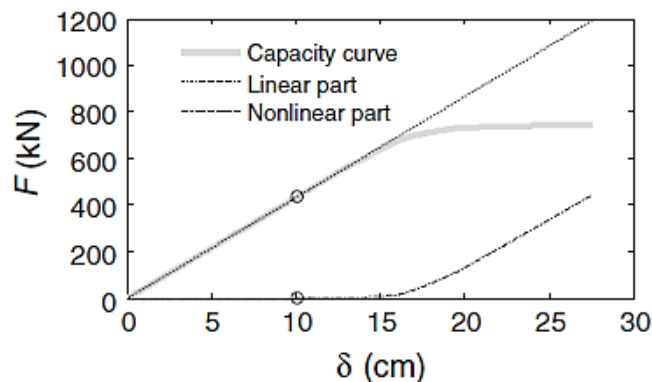


Figura 3.1. Curva de capacidad y sus partes lineal y no lineal (Pujades et al, 2015).

La Figura 3.2, también tomada de Pujades et al (2015), muestra las derivadas correspondientes a la curva de capacidad, $dF(\delta)/d\delta$, a la parte lineal, $dF_L(\delta)/d\delta = m$, y a la parte no lineal, $dF_{NL}(\delta)/d\delta$. La expresión 3.2 representa la manera en que se obtiene la primera derivada de la parte no lineal de la curva de capacidad.

$$\frac{d}{d\delta} F_{NL}(\delta) = m - \frac{d}{d\delta} F(\delta) \quad \text{Expresión 3.2}$$

La primera derivada de la curva de capacidad y de la parte no lineal permite observar la degradación progresiva en la estructura. El modelo propuesto se basa en el ajuste de la parte no lineal normalizada de la curva de la capacidad, la cual al poseer una forma similar al de las funciones acumulativas de probabilidad. El modelo propuesto tiene la capacidad para ajustar simultáneamente tanto la curva de capacidad como su primera y segunda derivada. Las derivadas están relacionadas con la rigidez y la degradación progresiva de la resistencia de la estructura.

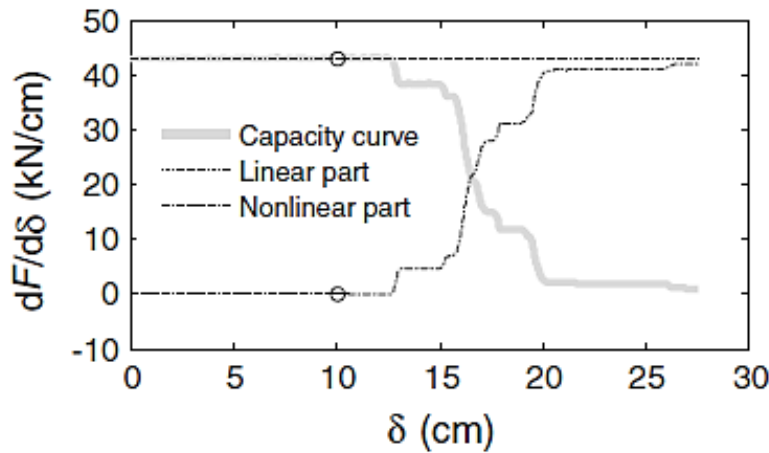


Figura 3.2. Primera derivada de la curva de capacidad y su parte lineal y no lineal. Las marcas de círculo representan el inicio del comportamiento no lineal de la estructura (Pujades et al, 2015).

Parámetros del modelo.

El primer paso para ajustar un modelo paramétrico es la normalización tanto de la parte no lineal de la curva de capacidad como la de su primera derivada. El modelo asume que la primera derivada normalizada de la parte no lineal se representa por una función log-normal acumulativa. En este orden, la primera (ψ') y segunda (ψ'') derivada se obtienen mediante las expresiones 3.3-3.6.

$$\psi'(A\delta) = B \frac{dF_{NL}(\delta)}{d\delta} \quad 0 \leq A\delta \leq 1 \quad \text{Expresión 3.3}$$

$$\psi''(A\delta) = \frac{1}{(A\delta) \sigma \sqrt{2\pi}} e^{\frac{-(\ln(A\delta) - \ln(\mu))^2}{2\sigma^2}} \quad 0 \leq A\delta \leq 1 \quad \text{Expresión 3.4}$$

$$\psi'(A\delta) = \int_0^{A\delta} \psi''(\xi) d(\xi) \quad 0 \leq A\delta \leq 1 \quad \text{Expresión 3.5}$$

$$F_{NL}(A\delta) = \frac{1}{B} \int_0^{A\delta} \psi'(\xi) d(\xi) \quad 0 \leq A\delta \leq 1 \quad \text{Expresión 3.6}$$

Las constantes A y B se describen en las expresiones 3.7 y 3.8, respectivamente.

$$A = \frac{1}{\delta_{m\acute{a}x}} \quad \text{Expresión 3.7}$$

$$\frac{1}{B} = \frac{1}{m - m^*} \quad \text{Expresión 3.8}$$

Donde:

m = pendiente del inicio, o parte lineal, de la curva de capacidad. Valor máximo de la primera derivada

m^* = pendiente del final de la curva de capacidad. Valor mínimo de la primera derivada

La primera derivada se define para desplazamientos normalizados, δ_N , tomando valores entre cero y uno como se muestra en la expresión 3.9.

$$\delta_N = A\delta \quad \text{Expresión 3.9}$$

$\psi''(A\delta)$ es la función de distribución log-normal estándar definida por los parámetros μ y σ . Si se desea, en lugar de la función log-normal se puede utilizar la función Beta acumulativa. En este caso, la expresión 3.4 se sustituye por la expresión 3.10 y 3.11.

$$\psi''(x) = \frac{1}{B(\lambda, \nu)} x^{(\lambda-1)} (1-x)^{\nu-1} \quad 0 \leq x \leq 1 \quad (x = A\delta) \quad \text{Expresión 3.10}$$

$$B(\lambda, \nu) = \int_0^1 t^{(\lambda-1)} (1-t)^{(\nu-1)} dt \quad \text{Expresión 3.11}$$

Las variables aleatorias “media” y “varianza” definidas por una función de densidad de probabilidad log-normal, M_L y V_L , o con una función de densidad de probabilidad beta, M_B y V_B , son funciones de los parámetros μ y σ en la distribución log-normal o de los parámetros λ y ν en la distribución Beta. El cálculo de las mismas se realiza mediante las expresiones 3.12-3.15.

$$M_L = e^{\left(\ln \mu + \frac{\sigma^2}{2}\right)} \quad \text{Expresión 3.12}$$

$$V_L = e^{(2 \ln \mu + \sigma^2)} (e^{\sigma^2} - 1) \quad \text{Expresión 3.13}$$

$$M_B = \frac{\lambda}{\lambda + v} \quad \text{Expresión 3.14}$$

$$V_B = \frac{\lambda v}{(\lambda + v + 1)(\lambda + v)^2} \quad \text{Expresión 3.15}$$

Además de μ y σ , los espectros de capacidad también dependerán de:

- m : pendiente de la parte lineal.
- S_{du} : último desplazamiento espectral.
- S_{au} : aceleración espectral del último punto de capacidad.

Por lo tanto, una curva de capacidad está totalmente definida por los siguientes cinco parámetros independientes: μ , σ , m , S_{du} y S_{au} .

3.2 MODELO DE DAÑO

En esta sección se propone un nuevo modelo de daño. Este modelo se basa en la degradación de rigidez y la disipación de energía en relación a la rigidez residual y la energía total en el punto de capacidad última.

Índice de Park and Ang.

Park y Ang (1985) propusieron un índice para evaluar el daño sísmico estructural esperado en edificios de concreto armado. Los edificios se debilitan y dañan debido a dos efectos combinados:

- a) Grandes desplazamientos causados por su respuesta a grandes esfuerzos
- b) Derivas cíclicas en respuesta a esfuerzos cíclicos.

En consecuencia, Park y Ang (1985) afirman que la evaluación de los daños debe tener en cuenta no sólo la respuesta estructural máxima, sino también repetidas cargas cíclicas típicas de las acciones sísmicas, dependiendo principalmente de su duración. El índice de Park y Ang es ampliamente utilizado y se puede definir por las expresión 3.16 o de forma equivalente, por la expresión 3.17.

$$DI_{PA}(\delta) = \frac{\delta}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int_0^\delta dE \quad \text{Expresión 3.16}$$

$$DI_{PA}(\delta) = \frac{\delta}{\delta_u} + \beta \int_{\xi=0}^\delta \left(\frac{\xi}{\delta_u} \right)^\alpha \frac{dE}{Ec(\xi)} \quad \text{Expresión 3.17}$$

Donde:

DI_{PA} = índice de daño de Park y Ang

δ = máxima deformación del edificio bajo el movimiento sísmico

δ_u = deformación última

Q_y = esfuerzo en el punto de fluencia

Q_u = esfuerzo en el punto de deformación última (δ_u)

$Ec(\xi)$ = energía histerética disipada en cada ciclo de carga en el punto de deformación ξ

dE = energía histerética incremental absorbida

α y β = parámetros no negativos

Si el esfuerzo Q_u , en el punto último, δ_u , es más bajo que Q_y , entonces Q_y es sustituido por Q_u .

En el rango de respuesta elástica, teóricamente, el valor de DI_{PA} es nulo. $DI_{PA} \geq 1$ implica daño total o colapso. DI_{PA} puede ser definido además, como una combinación lineal de la respuesta del máximo desplazamiento y la energía disipada. De hecho, Williamson and Kaewkulchai (2004) define al DI_{PA} en una manera simple como se muestra en la expresión 3.18.

$$DI_{PA}(\delta) = \alpha U(\delta) + \beta W(\delta) \quad \text{Expresión 3.18}$$

Donde:

α y β = constantes

$U(\delta)$ = función que depende de la máxima deformación alcanzada

$W(\delta)$ = función que depende de la energía disipada

Curvas de energía y rigidez.

Se ha visto cómo la información de la degradación estructural se encuentra en la parte no lineal de la curva de capacidad. Esta información también está bien representada por dos funciones que depende sólo de la parte no lineal de la curva de capacidad, una vez tanto las abscisas como las ordenadas han sido normalizadas. Estas dos funciones son:

- $E(\delta)$: relacionada con la disipación de energía.
- $K(\delta)$: relacionada con degradación de la rigidez.

La primera función, de disipación de energía, se obtiene de la integración de la parte no lineal de la curva de capacidad, como se muestra en la expresión 3.19.

$$E(\delta) = \int_0^{\delta} F_{NL}(\xi) d\xi \quad \begin{matrix} 0 \leq \delta \leq \delta_u \\ 0 \leq E(\delta) \leq E(\delta_u) \end{matrix} \quad \text{Expresión 3.19}$$

Donde:

$F_{NL}(\xi)$ = parte no lineal de la curva de capacidad con unidades de fuerza

δ y ξ = equivalen a desplazamientos

La expresión 3.20 define la función $E(\delta)$ normalizada.

$$E_N(\delta_N) = \frac{E(\delta/\delta_u)}{E(\delta_u)} \quad \begin{matrix} 0 \leq \delta_N \leq 1 \\ 0 \leq E_N(\delta_N) \leq 1 \end{matrix} \quad \text{Expresión 3.20}$$

La segunda función está relacionada a la rigidez y se define por la expresión 3.21.

$$K(\delta) = \frac{F(\delta)}{\delta} \quad \text{Expresión 3.21}$$

$K(\delta)$ es la rigidez secante y si se considera que la parte lineal definida como $F_L(\delta)=m \delta$ y que la curva de capacidad es $F(\delta)=F_L(\delta)-F_{NL}(\delta)$, la función de rigidez normalizada viene dada por la expresión 3.22.

$$\overline{K_{NL}}(\delta) = \frac{\left[\frac{F(\delta)}{\delta} \right]_{m\acute{a}x} - \frac{F(\delta)}{\delta}}{\left[\frac{F(\delta)}{\delta} \right]_{m\acute{a}x} - \left[\frac{F(\delta)}{\delta} \right]_{m\acute{i}n}} \quad \begin{matrix} 0 \leq K_{NL} \leq 1 \\ 0 \leq \delta \leq \delta_u \end{matrix} \quad \text{Expresión 3.22}$$

Dado que, de acuerdo a la expresión 3.18, DI_{PA} es una combinación de una función que depende de los desplazamientos y otra función que depende de la energía, en la expresión 3.23 se define un nuevo índice de daño llamado “Índice de daño de la curva de capacidad, $DI_{CC}(\delta_N)$ ”.

$$DI_{CC}(\delta_N) = aK_{NN}(\delta_N) + (1 - a)E_{NN}(\delta_N) \quad \text{Expresión 3.23}$$

$K_N(\delta_N)$ y $E_N(\delta_N)$ pueden ser calculadas de una manera muy simple, tanto desde la curva de capacidad y del espectro de capacidad y, si el modelo paramétrico propuesto anteriormente está disponible, estas curvas pueden ser totalmente determinadas por las funciones log-normal o beta del modelo de capacidad.

Por otro lado, el valor del factor “a” se obtuvo de Hidalgo-Leiva (2016). Para esto se aplicó la metodología planteada por Pujades et al (2015), obteniendo, para estructuras de mampostería y con un análisis incremental dinámico, las curvas de daño con el índice de Park y Ang para posteriormente realizar el mejor ajuste entre dicho índice y el propuesto en la expresión 3.23.

3.3 MODELO DE FRAGILIDAD

Los estados de daño no nulos considerados para evaluar el daño sísmico esperado son los que se contemplan en el Capítulo 2 de este documento. Para cada estado de daño, la curva de fragilidad correspondiente define la probabilidad de exceder el estado de daño como una función del desplazamiento espectral.

A continuación, se describe el método seguido para determinar los umbrales de daño, los diferentes estados de daño, realizando una extrapolación entre los valores propuestos en el proyecto RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) y el índice de daño DI_{CC} . Lagomarsino y Giovinazzi (2006) proponen una técnica sencilla que permite la obtención de las cuatro curvas de fragilidad a partir del espectro capacidad bilineal a través de los siguientes supuestos:

- 1) Para cada estado de daño, k , la curva de fragilidad correspondiente sigue una distribución acumulativa log-normal definida por los parámetros μ_k y β_k ; en consecuencia, el valor de la curva de fragilidad en μ_k es 0.5.
- 2) El daño se distribuye según una distribución de probabilidad binomial. Esto se basa en el daño observado en terremotos reales.
- 3) Los umbrales de daño μ_k se definen a partir del espectro de capacidad bilineal de acuerdo a las expresiones 3.24-3.27. Esto se basa en la opinión de expertos.

$$\mu_1 = 0.7D_y \quad \text{Expresión 3.24}$$

$$\mu_2 = D_y \quad \text{Expresión 3.25}$$

$$\mu_3 = D_y + 0.25(D_u - D_y) \quad \text{Expresión 3.26}$$

$$\mu_4 = D_u \quad \text{Expresión 3.27}$$

La forma normalizada de estos estados de daño se obtiene al dividir las expresiones 3.24-3.27 por D_u , lo que genera las expresiones 3.28-3.31.

$$\mu_{N1} = 0.7D_{yN} \quad \text{Expresión 3.28}$$

$$\mu_{N2} = D_{yN} \quad \text{Expresión 3.29}$$

$$\mu_{N3} = D_y + 0.25(1 - D_{yN}) \quad \text{Expresión 3.30}$$

$$\mu_{N4} = 1 \quad \text{Expresión 3.31}$$

Además, los supuestos 2 y 3 permiten la obtención de los valores de las cuatro curvas de fragilidad en cada umbral de estado de daño, μ_k o μ_{Nk} . Los detalles de la construcción de las curvas de fragilidad se explican en Lantada et al (2009).

Curvas de fragilidad basadas en el nuevo índice de daño

El DI_{PA} fue calibrado a partir del daño observado en nueve edificios de concreto armado (Pujades et al, 2015). Luego de este proceso de observación se concluye que:

- $DI_{PA} \leq 0.4$ corresponde a un daño reparable.
- $DI_{PA} > 0.4$ indica un nivel de daño haciendo al edificio difícil de reparar.
- $DI_{PA} \geq 1.0$ representa colapso total.

En trabajos posteriores se encontró que:

- $DI_{PA} \geq 1.0$ implica el colapso.
- $DI_{PA} \leq 0.5$ el daño es reparable.
- $0.5 < DI_{PA} < 1$ el colapso del edificio en obras no se produce pero la construcción no puede considerarse reparable.
- $DI_{PA} < 0.2$ se considera que el daño es insignificante.

Por lo tanto, sobre la base de estos resultados, los valores críticos del índice de daño Park y Ang se han utilizado para proponer nuevos umbrales de estados de daño. En concreto, los desplazamientos normalizados correspondientes a índices daños de 0.05, 0.2, 0.4 y 0.65, respectivamente, se han asignado a los umbrales de los estados daños leves, moderados, graves, y completo. Vale la pena recordar que el estado de daño completo quiere decir que aquí no se puede reparar daños.

Punto de fluencia y ductilidad

Como se ha mencionado anteriormente, la forma bilineal de un espectro de capacidad se define por el límite elástico, (D_y, A_y) , y el punto de capacidad última, (D_u, A_u) . Una condición importante que se debe cumplir es que el área bajo el espectro de capacidad y su forma bilineal debe ser la misma.

Respetando esta condición, se ha desarrollado otro método en el que D_y es obtenido de la parte no lineal normalizada del espectro de capacidad. Tanto el espectro de capacidad y su forma bilineal se pueden descomponer en sus partes lineal y no lineal. La parte lineal es la misma para ambas curvas y la parte no lineal de la forma bilineal es un triángulo simple, cuya área debe ser igual al área bajo la curva que define la parte no lineal del espectro de capacidad.

Si S_C y S_B son el área bajo el espectro de capacidad y el área bajo la forma bilineal respectivamente, y a su vez, S_{C_L} , S_{B_L} , $S_{C_{NL}}$ y $S_{B_{NL}}$ son las respectivas áreas de las partes lineal y no lineal. Dado que el espectro de capacidad, C , y su parte lineal, C_L , y no lineal, C_{NL} , cumplen la condición $C_{NL} = C - C_L$, el área bajo la parte no lineal corresponde a la expresión 3.32, para el espectro de capacidad, y a la expresión 3.33, para la forma bilineal.

$$S_{C_{NL}} = S_{C_L} - S_C \quad \text{Expresión 3.32}$$

$$S_{B_{NL}} = S_{B_L} - S_B \quad \text{Expresión 3.33}$$

Tomando en cuenta que S_C y S_B deben de ser iguales, y que las partes lineales S_{C_L} y S_{B_L} son idénticas, la condición sobre las áreas de las expresiones 3.32 y 3.33 se reduce a $S_{C_{NL}} = S_{B_{NL}}$. Las expresiones 3.32 y 3.33 se aplican también a las curvas normalizadas en ambos ejes, dado que las curvas normalizadas se obtienen dividiendo por la misma constante de normalización en ambos lados de estas ecuaciones. Además, llamando D_{yN} al desplazamiento espectral normalizada del límite elástico, $S_{BN_{NL}}$ al área bajo la parte no lineal normalizada del espectro bilineal y $S_{CN_{NL}}$ al área bajo la parte no lineal normalizada del espectro de capacidad, se obtienen las expresiones 3.34 y 3.35.

$$S_{BN_{NL}} = \frac{1 - D_{yN}}{2} \quad \text{Expresión 3.34}$$

$$D_{yN} = 1 - 2S_{BN_{NL}} = 1 - 2S_{CN_{NL}} \quad \text{Expresión 3.35}$$

Una vez obtenido D_{yN} , se utilizan las expresiones 3.36 y 3.37 para obtener a D_y y A_y respectivamente. La expresión 3.38 muestra la forma de obtener el factor de ductilidad.

$$D_y = D_{yN} D_u \quad \text{Expresión 3.36}$$

$$A_y = m D_y \quad \text{Expresión 3.37}$$

$$q = \frac{D_u}{D_y} \quad \text{Expresión 3.38}$$

CAPÍTULO 4: RESULTADOS

4.1 CURVA DE CAPACIDAD

En la Figura 4.1 se muestra la curva de capacidad y el espectro de capacidad de la estructura, tanto en la dirección X como en la dirección Y, respectivamente. En ambos sentidos la estructura posee un comportamiento capaz de resistir el cortante basal calculado según el reglamento sísmico, el cual corresponde a un valor de 1878 kN, sin embargo, la edificación en la dirección X presenta una resistencia mayor siendo el desplazamiento último igual a 7.05 cm. En el caso de la dirección Y, el desplazamiento último alcanzado fue de 5.2 cm. Las magnitudes de fuerza que generaron estos desplazamientos, ocasionando el fallo en la estructura, fueron iguales a 7,809 kN y 5,941 kN, respectivamente. La variación que existe en la pendiente de salida en cada dirección muestra la diferencia que existe entre los periodos fundamentales de la estructura en cada dirección ($T_X = 0.209$ s; $T_Y = 0.184$ s).

Observando la Figura 4.1 se puede notar que el comportamiento del rango elástico no se distingue de una manera muy clara y además, al final de la curva no se observa esa disminución relativamente drástica que suelen presentar las curvas de capacidad. Estas anomalías pueden deberse al hecho de que la estructura en cuestión es de mampostería, lo que supone un comportamiento frágil. Este comportamiento frágil puede provocar el fallo de ciertos elementos ante poca presencia de carga y, por tanto, el comportamiento elástico se ve interrumpido en niveles bajos de deformación.

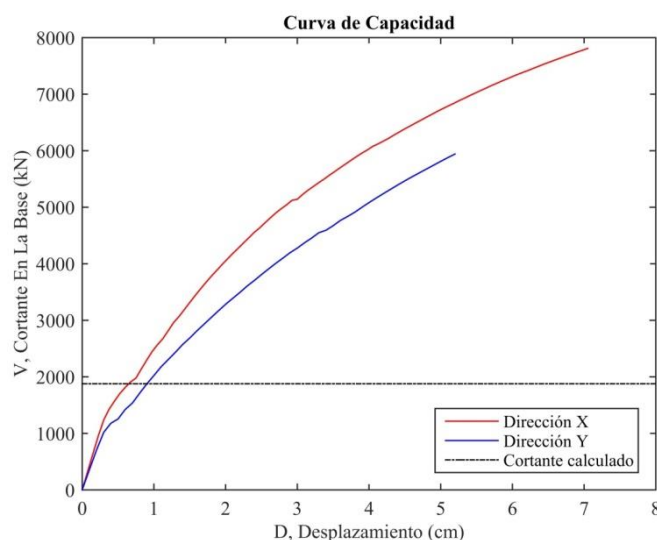


Figura 4.1. Curvas de capacidad de la estructura para cada dirección de análisis. La línea horizontal discontinua representa al cortante basal calculado.

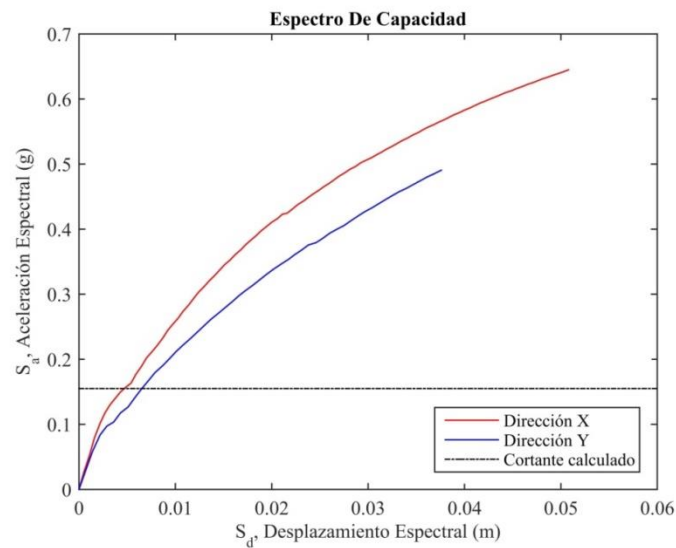


Figura 4.2. Espectro de capacidad de la estructura para cada dirección de análisis. La línea horizontal discontinua representa al cortante basal calculado.

4.2 CURVAS DE FRAGILIDAD

En la Figura 4.3 se pueden observar las curvas de fragilidad de la estructura. En ambas direcciones el ajuste realizado es bastante preciso, esto se puede notar por simple observación debido a que cada curva generada toca prácticamente todos los puntos que la definen.

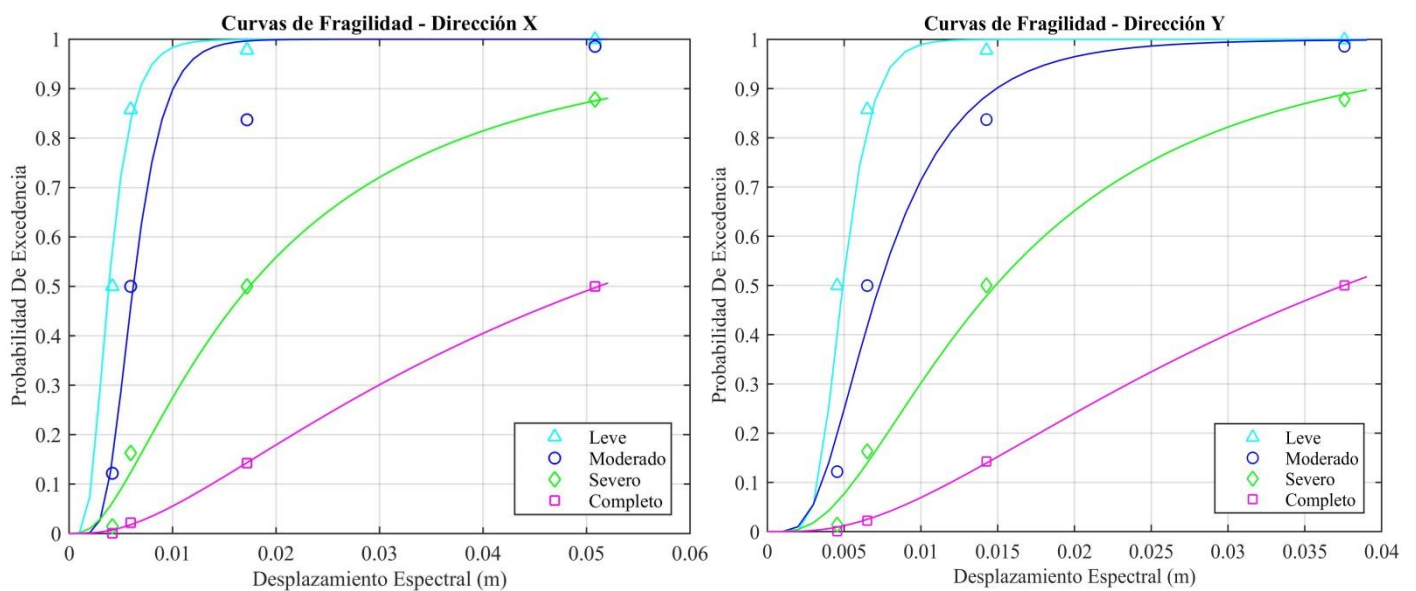


Figura 4.3. Curvas de fragilidad de la estructura para cada dirección de análisis.

4.3 PUNTO DE DESEMPEÑO

Considerando como solicitación sísmica al espectro de demanda calculado según la norma dominicana R-001 (MOPC, 2011), el punto de desempeño, calculado con el método A del ATC-40 (1996) es de 0.0258 m en la dirección X y de 0.0349 m en la dirección Y. En las Figuras 4.4 y 4.5 se muestra el último paso del proceso de iteración en el que se encuentra el punto de desempeño. En ambas figuras se puede notar que el comportamiento de la estructura no será satisfactorio debido a que el punto de desempeño determinado se encuentra muy próximo al D_u del espectro de capacidad.

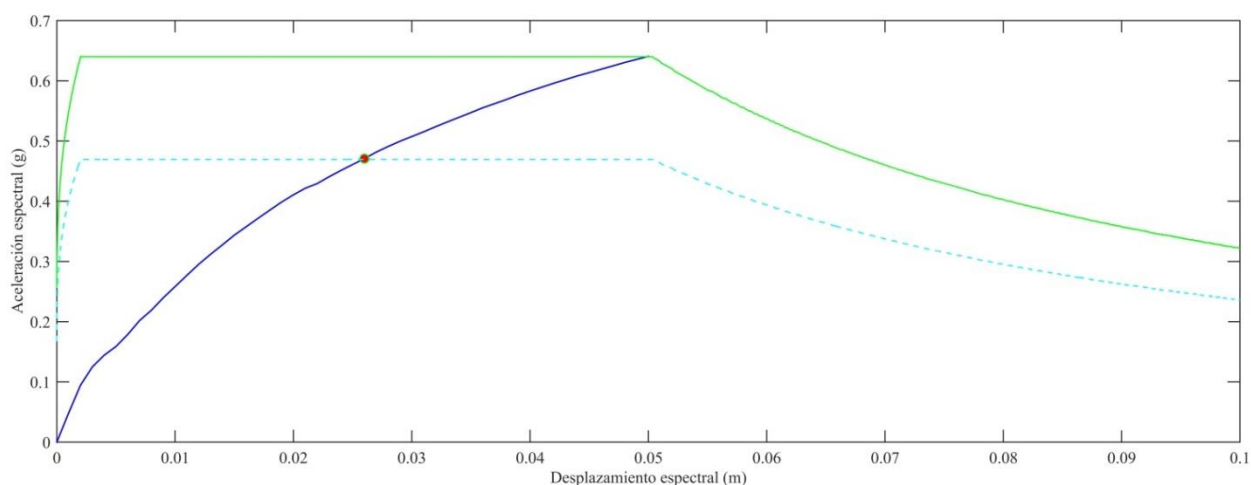


Figura 4.4. Último paso del proceso iterativo llevado a cabo para determinar el punto de desempeño en la dirección X.

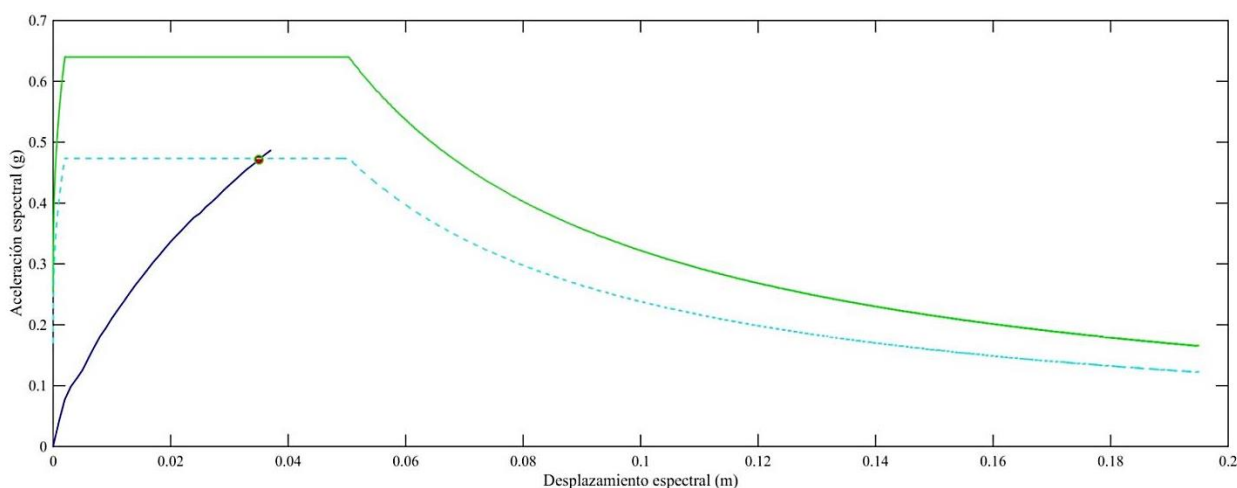


Figura 4.5. Último paso del proceso iterativo llevado a cabo para determinar el punto de desempeño en la dirección Y.

Una parte importante de la información que aportan las curvas de fragilidad se obtiene en el momento en que se introduce el desplazamiento espectral que representa al punto de desempeño de la estructura. En este caso, el comportamiento que exhibe la edificación, como se comentó anteriormente, no es satisfactorio. Esta afirmación se realiza debido a que, en la dirección X que se muestra en la Figura 4.6, el desplazamiento espectral que define al punto de desempeño genera altas probabilidades de exceder los estados de daño Severo y Completo; el estado de colapso no alcanza la probabilidad del 50%, pero se acerca bastante.

En el caso de la dirección Y mostrada en la Figura 4.7, el resultado es similar en el sentido de que las aunque las probabilidades de exceder los estados de daño Severo y Completo son bastante altas.

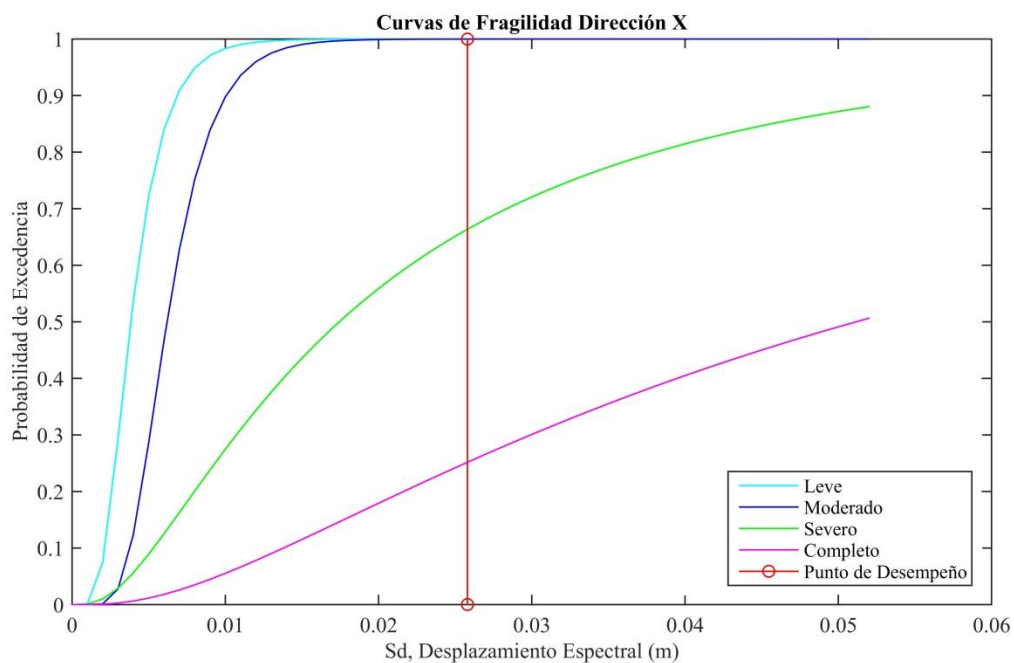


Figura 4.6. Curvas de fragilidad de la dirección de análisis X realizadas de acuerdo al modelo propuesto por el proyecto RISKUE-II.

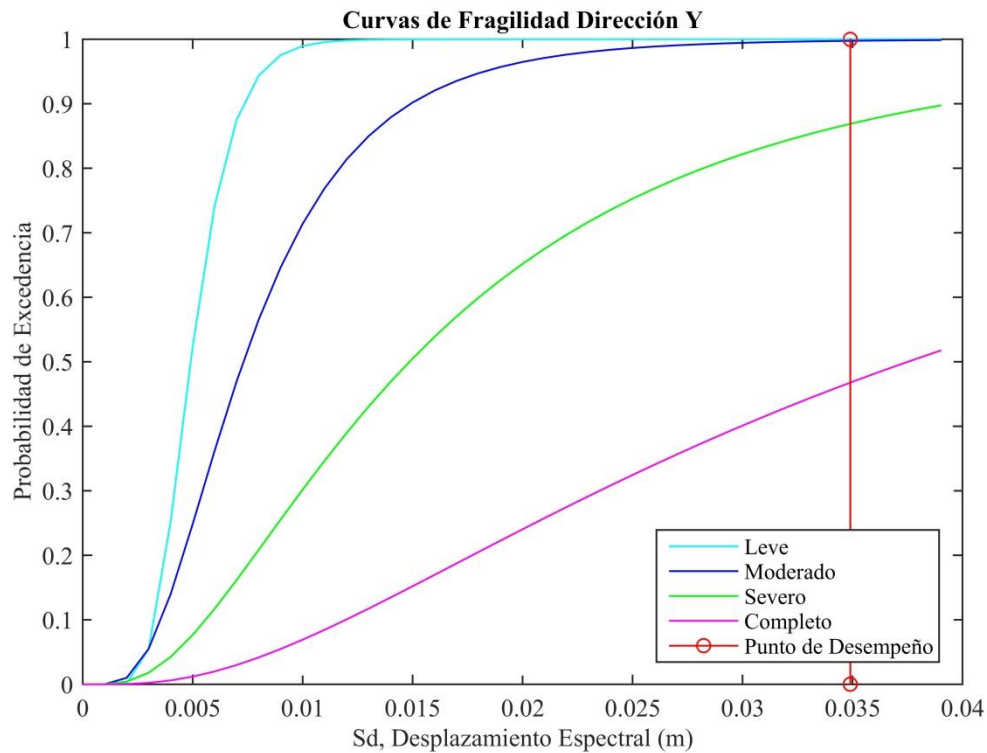


Figura 4.7. Curvas de fragilidad de la dirección de análisis Y realizadas de acuerdo al modelo propuesto por el proyecto RISKUE-II.

En la Tabla 4.1 se presenta tanto la probabilidad de excedencia como la probabilidad de ocurrencia para cada estado de daño considerando el desplazamiento del punto de desempeño en la dirección X (0.0258 m) y en la dirección Y (0.0349 m).

Tabla 4.1. Matriz de probabilidad de daño para cada estado de daño en la dirección X.

	Excedencia		Ocurrencia	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Nulo	1.0	1.0	0.0	0.0
Leve	1.0	1.0	0.0	0.0
Moderado	1.0	1.0	0.33	0.13
Severo	0.67	0.87	0.42	0.40
Completo	0.25	0.47	0.25	0.47

4.4 MODELO PARAMÉTRICO: FUNCIÓN LINEAL Y NO LINEAL

En la Figura 4.8 se muestran la curva de capacidad y sus funciones lineal y no lineal. Este primer paso es determinante ante el planteamiento del modelo ya que la información de la degradación progresiva que sufre la estructura se obtiene de la primera derivada de la curva de capacidad y su función no lineal. En la figura, los puntos que representan el punto de fluencia quedan identificados con círculos rojos.

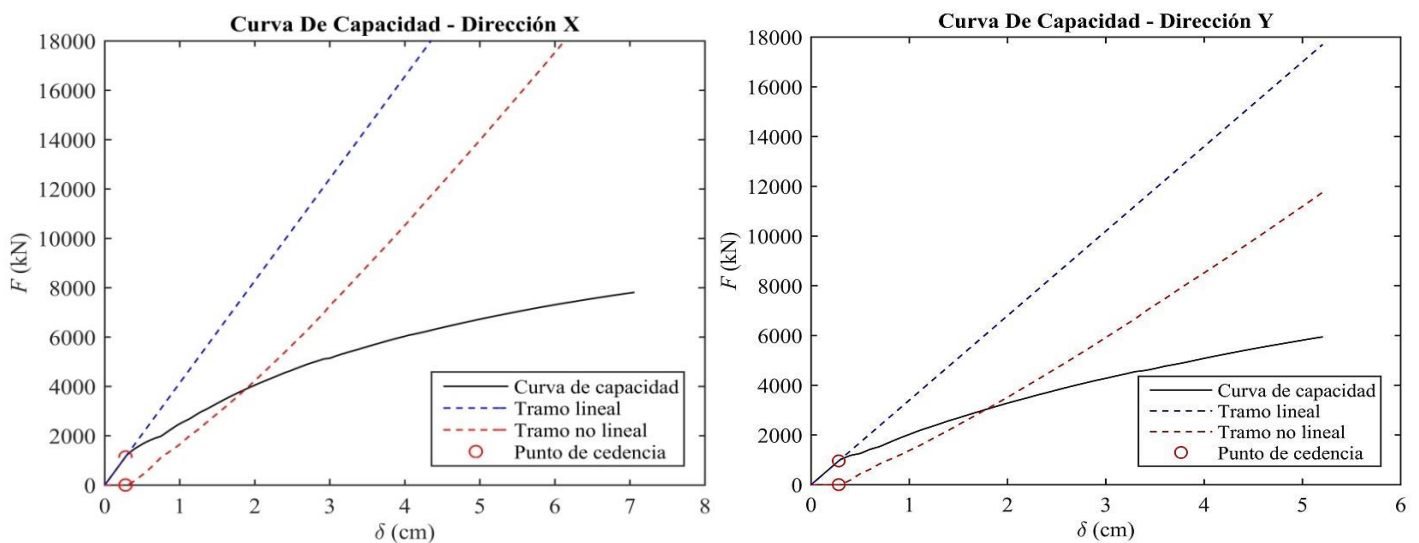


Figura 4.8. Composición lineal y no lineal de la curva de capacidad en ambas direcciones de análisis.

Función de error para los ajustes Log-normal y Beta

El ajuste del modelo se puede realizar con la función de distribución de probabilidades log-normal o Beta. En este caso se utilizaron ambas funciones de distribución de probabilidad, obteniendo como se puede observar en la Figura 4.9, el error para ambas distribuciones en desplazamientos inferiores a 1 cm es alto, alcanzando valores comprendidos en el rango de 10-20%. Esto se puede deber a la pérdida de resistencia que presenta la estructura en los primeros centímetros de deformación debido a su comportamiento frágil. Este comportamiento, en el momento del cálculo de las distintas derivadas, genera saltos que dificultan el correcto ajuste de las funciones continuas. Por otro lado, para valores de desplazamientos mayores a 1 cm y donde la curva de capacidad no presenta irregularidades el comportamiento para cada ajuste es distinto. En lo concerniente al ajuste Beta, la función sigue presentando valores de error cercanos al 20% mientras que la función log-normal se concentra en el rango de 0-5%, por tal motivo, se considera más acertado el ajuste de esta última función.

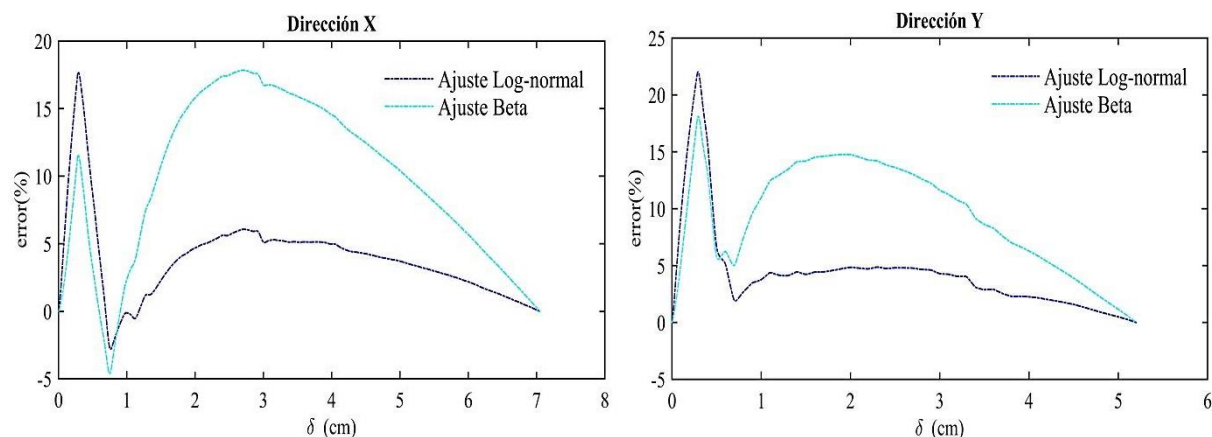


Figura 4.9. Representación gráfica del error generado tanto para el ajuste log-normal como para el ajuste Beta en ambas direcciones de análisis.

Resumen del ajuste log-normal

En las Figuras 4.10 y 4.11 se presenta el ajuste log-normal realizado a la función no lineal de la curva de capacidad en la dirección X y en la dirección Y respectivamente. En ambas figuras se distinguen cuatro imágenes. En la imagen superior a la izquierda de la Figura 4.8 se presenta el ajuste de la función no lineal, mientras que en la imagen superior a la derecha se muestra el ajuste a la primera derivada de esta función no lineal. Debajo de cada imagen se puede observar la forma normalizada correspondiente. Esta distribución de las imágenes se cumple de igual manera en la Figura 4.9.

En lo relativo a la función no lineal el ajuste realizado es casi idéntico a la curva, aunque se puede notar que en la dirección Y se aleja mínimamente de la función. En lo referente a la derivada de la función no lineal en ambas figuras, las irregularidades que se han comentado anteriormente en cuanto al comportamiento de la curva de capacidad se observan de una manera más clara. Éstas, se presentan en el primer tramo de la curva, donde se puede observar un salto muy pronunciado que afecta significativamente al ajuste, alejándolo bastante de la función. A pesar de que existen otros saltos atípicos, es el del tramo inicial el que más afecta al ajuste. Luego de haber sido sobrepasada esta parte inicial, el comportamiento se torna más regular y suavizado.

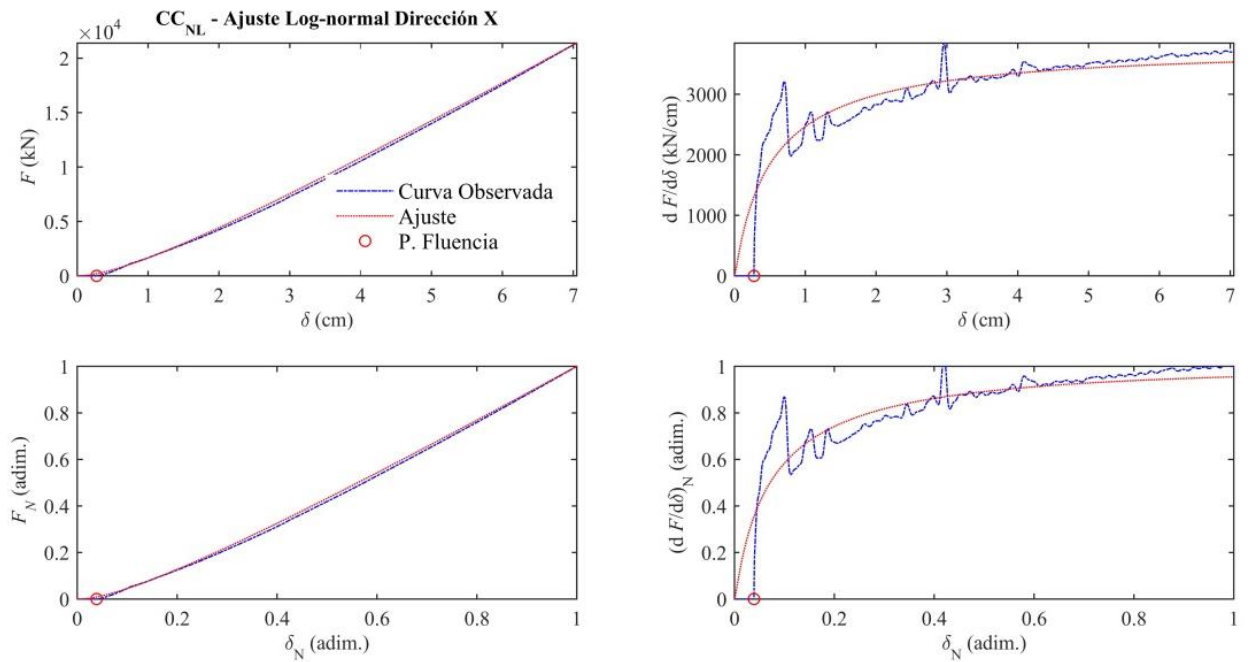


Figura 4.10. Ajuste log-normal realizado a la función no lineal de la curva de capacidad en la dirección X.

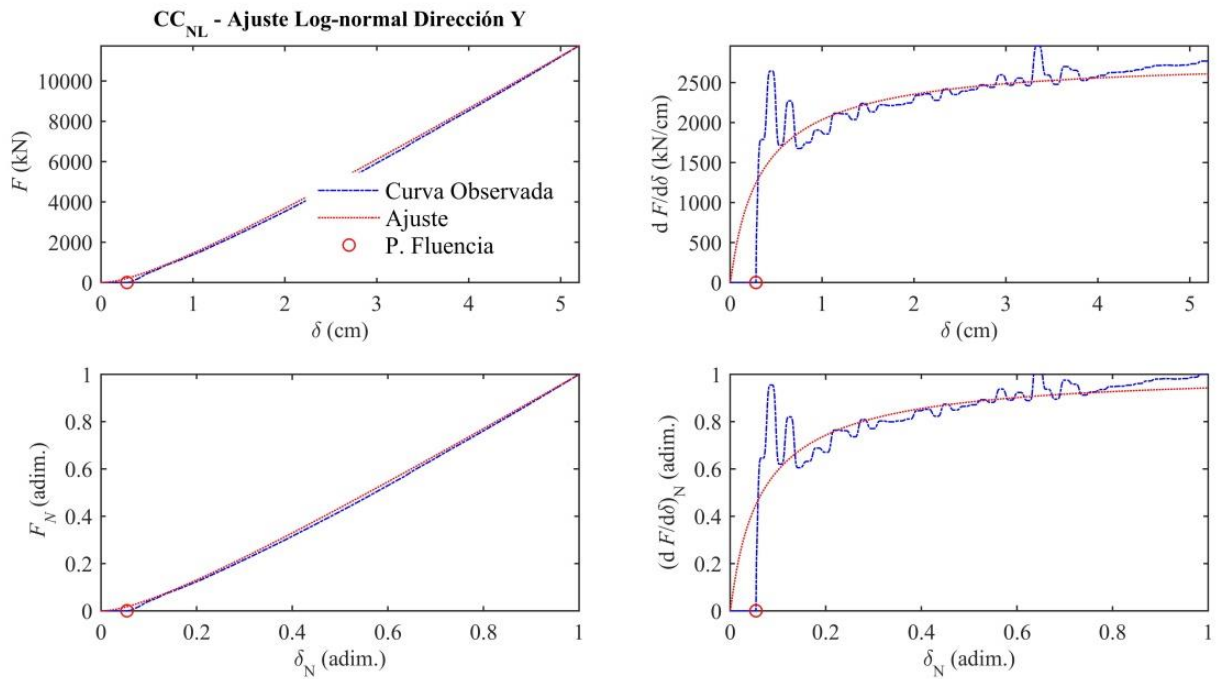


Figura 4.11. Ajuste log-normal realizado a la función no lineal de la curva de capacidad en la dirección Y.

Tabla de resultados del ajuste log-normal

En las Tablas 4.2 y 4.3 se presentan los cinco parámetros que definen la curva de capacidad para el ajuste log-normal en cada dirección de análisis. Dada la diferencia en cuanto a resistencia que presenta la edificación, el valor de la pendiente, el valor del desplazamiento último y el cortante es distinto entre una dirección y otra, sin embargo, los parámetros de ajuste son bastante similares.

Tabla 4.2. Parámetros del modelo paramétrico para el ajuste log-normal en la dirección X.

Dirección X	
m (kN/cm)	4658.81
d_u (cm)	6.27
V_u (kN)	7809.42
μ	0.07
σ	1.60

Tabla 4.3. Parámetros del modelo paramétrico para el ajuste log-normal en la dirección Y.

Dirección Y	
m (kN/cm)	3400.44
d_u (cm)	5.2
V_u (kN)	5941.45
μ	0.07
σ	1.65

4.5 ENERGÍA, RIGIDEZ SECANTE Y NUEVO ÍNDICE DE DAÑO

En las Figuras 4.12 y 4.13 se muestran las funciones de rigidez y energía, también se presenta el nuevo índice de daño obtenido de la curva de capacidad con los respectivos umbrales de daño para la dirección X y la dirección Y respectivamente. En el documento de Pujades y otros autores (2014) esta figura sirve para calibrar el índice propuesto por Park y Ang con el calculado a partir de la curva de capacidad, sin embargo, dado el hecho de que en ese trabajo no se realizó un análisis dinámico incremental, no es posible realizar esta comparación.

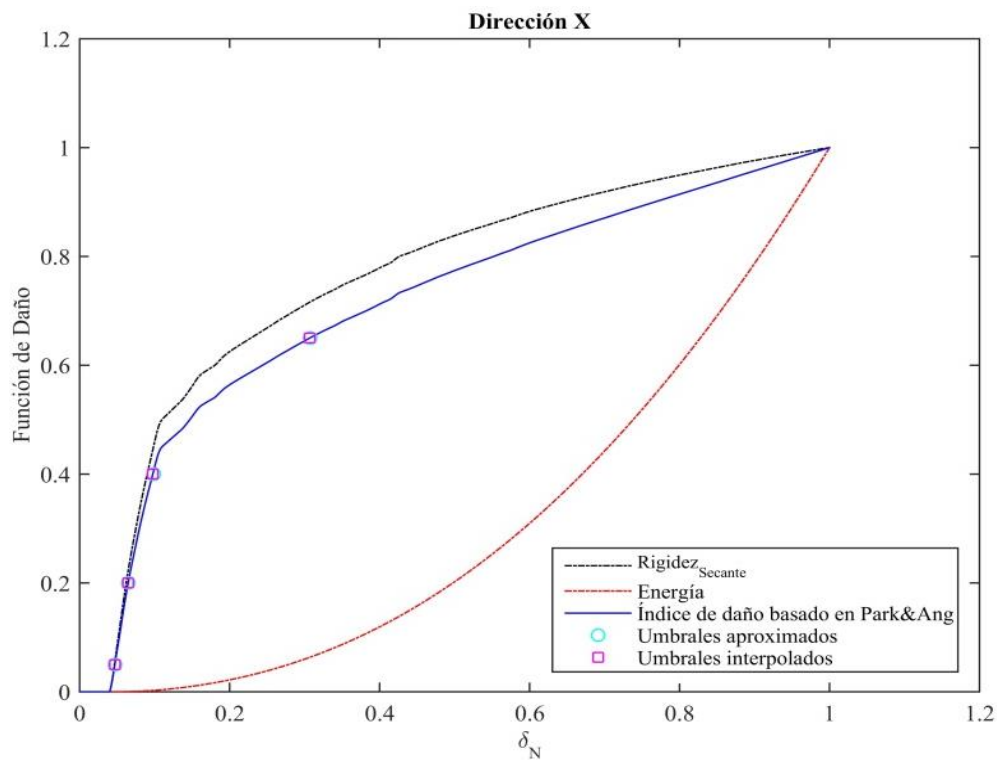


Figura 4.12. Nuevo índice de daño obtenido de la curva de capacidad en su dirección X.

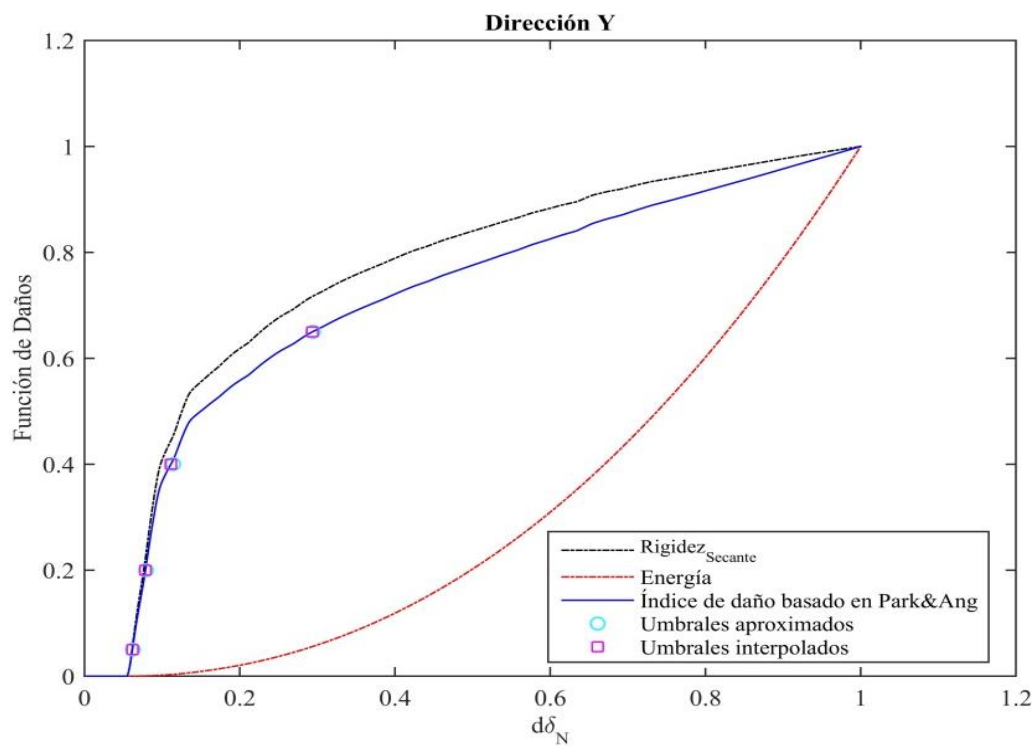


Figura 4.13. Nuevo índice de daño obtenido de la curva de capacidad en su dirección Y.

4.6 COMPARACIÓN DE LOS MODELOS

Curvas de fragilidad

En la Figura 4.14 y 4.15 se pueden observar las curvas de fragilidad trazadas con el nuevo modelo de daño y con el modelo RISKUE-II para las direcciones X e Y respectivamente. En ambos casos se puede notar cómo las curvas del modelo RISKUE-II se colocan siempre por debajo de las propuestas por el nuevo modelo.

Considerando que las curvas del nuevo modelo se obtienen a partir de la función de rigidez y disipación de energía de la estructura, se entiende que este resultado refleja la probabilidad de alcanzar el estado de daño real que sufrirá la estructura ante el evento sísmico y no las probabilidades de alcanzar un posible estado de daño como refleja RISK-UE.

En ambas imágenes se representa el punto de desempeño correspondiente a la dirección de análisis. En el caso de la Figura 4.14 correspondiente a la dirección X, la probabilidad de alcanzar el estado de daño de colapso es de 0.25 aproximadamente, según el modelo RISK-UE, y de 0.70 de acuerdo al nuevo modelo de daño. En la figura 4.15, dirección Y, se presenta el mismo comportamiento. En este caso las probabilidades del modelo RISK-UE y del nuevo modelo de daño para el estado de colapso son 0.47 y 0.93 respectivamente.

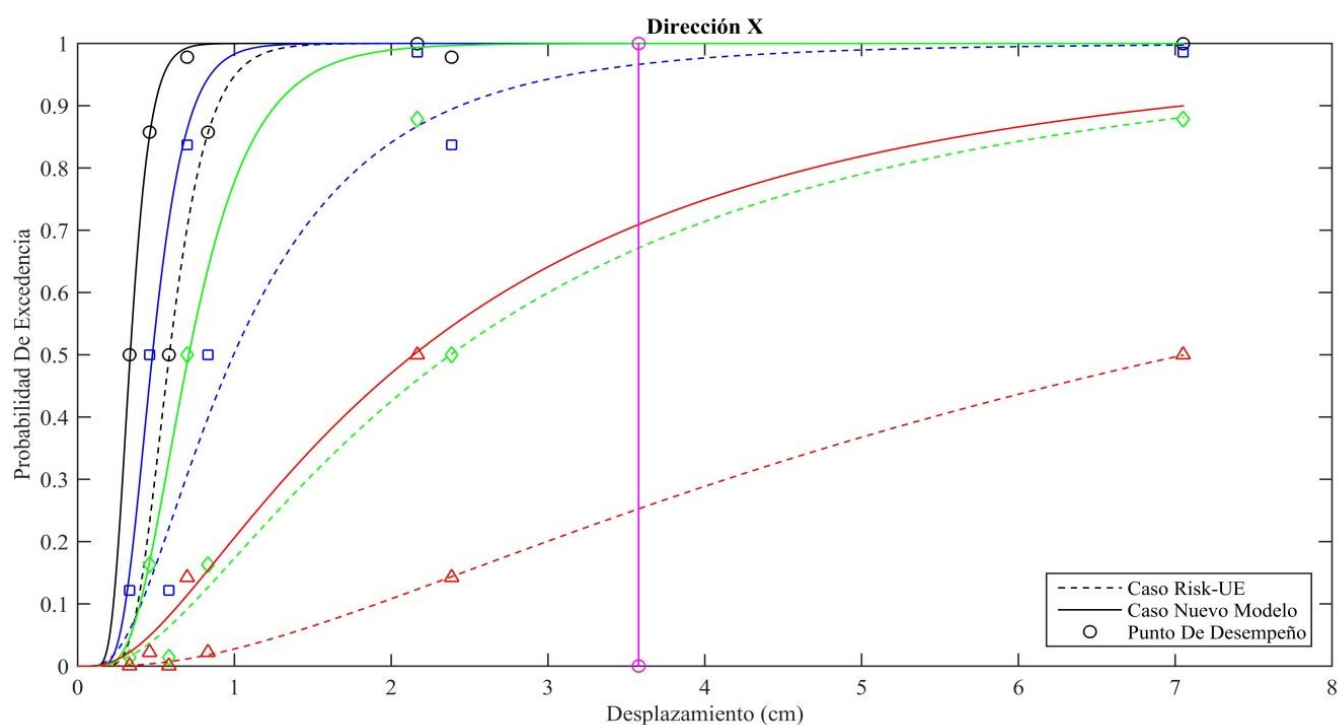


Figura 4.14. Comparación entre las curvas de fragilidad del modelo RISKUE-II y el nuevo modelo propuesto por Pujades et al (2015). Dirección X.

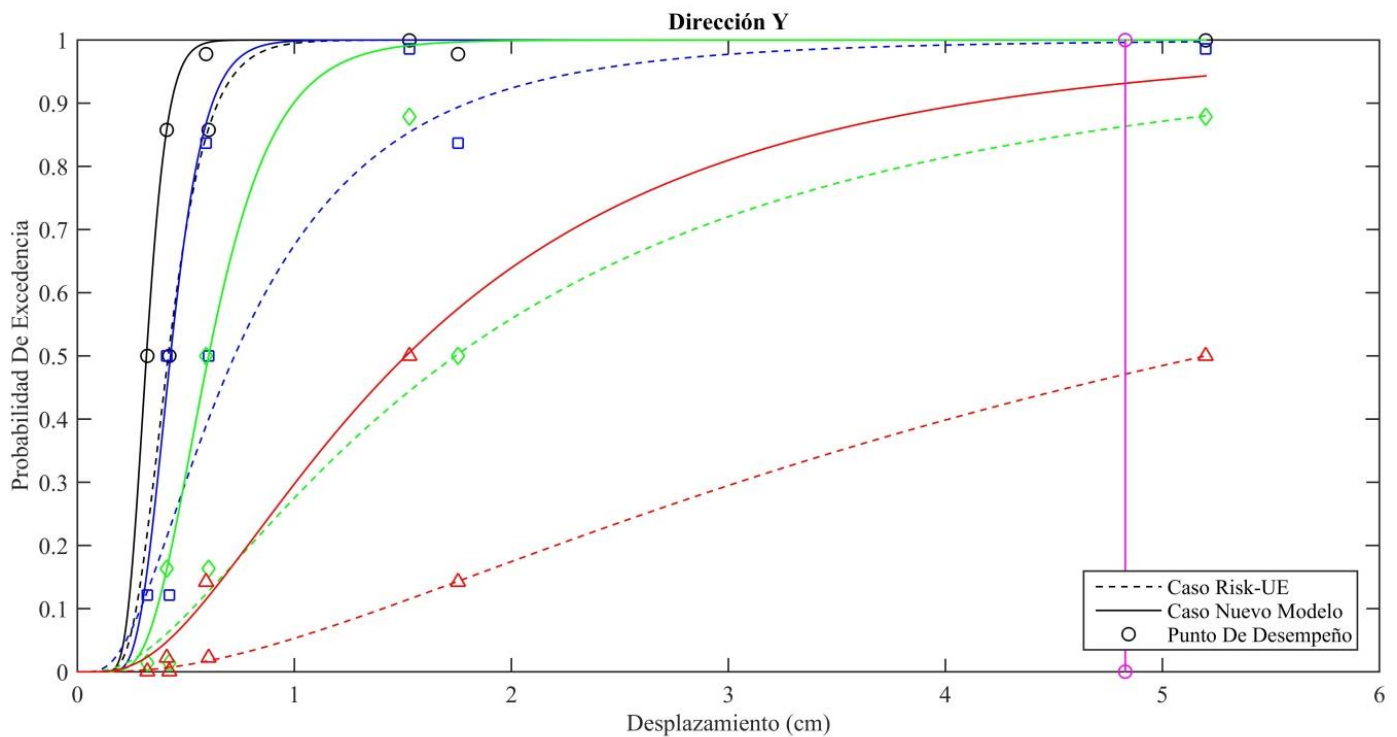


Figura 4.15. Comparación entre las curvas de fragilidad del modelo RISKUE-II y el nuevo modelo propuesto por Pujades et al (2015). Dirección Y.

Función del daño medio

En la Figura 4.16 y 4.17 se muestran las funciones del estado de daño medio calculadas para la metodología del proyecto RISKUE-II y el nuevo modelo de daño, tanto para la dirección X como para la dirección Y respectivamente. En estas figuras también se observa cómo la función de estado de daño medio, basada en el nuevo modelo de daño, siempre se coloca por encima de la curva calculada de acuerdo a RISKUE-II. Si se realiza la misma comprobación numérica que en el caso de las curvas de fragilidad se tendría el siguiente resultado.

En la Figura 4.16 (dirección X), el valor del estado de daño medio, ante el desplazamiento espectral que define el punto de desempeño de la estructura, para la curva calculada con RISKUE-II sería de 0.72. Este valor al ser multiplicado por cuatro (cuatro estados de daño no nulos) resulta en un estado de daño de 2.88, es decir, comprendido entre el estado de daño 2 y el estado de daño 3. Por lo tanto, esto significa que para el punto de desempeño los estados de daño Moderado y Severo son los que contienen las probabilidades más altas de ocurrencia. En cambio, si se utilizan las curvas del nuevo modelo, el estado de daño medio correspondiente al punto de desempeño sería de 0.93 y al multiplicarlo por cuatro resultaría en 3.72. Es decir, que en el caso del nuevo modelo los estados de daño 3 y 4, Severo y Completo respectivamente, son los que contienen las probabilidades más altas de ocurrencia.

Analizando la Figura 4.17, en el caso RISKUE-II se obtiene un valor de estado de daño medido de 0.83 que equivale a un daño de 3.32 comprendido entre el daño Severo (3) y Completo (4).

En la función del nuevo modelo, este valor de estado de daño medio es de 0.98 que representa un estado de daño de 3.92 comprendido entre el daño Severo (3) y Completo (4) con probabilidades altas de que ocurra el colapso. En un principio se comentaba que la resistencia de la estructura en la dirección Y era inferior a la resistencia en la dirección X. Esta afirmación planteada por el comportamiento de las curvas de capacidad se sustenta a medida que se obtienen los demás resultados. El daño en la dirección Y siempre es mayor y además, la capacidad en esta dirección no tolera las solicitaciones.

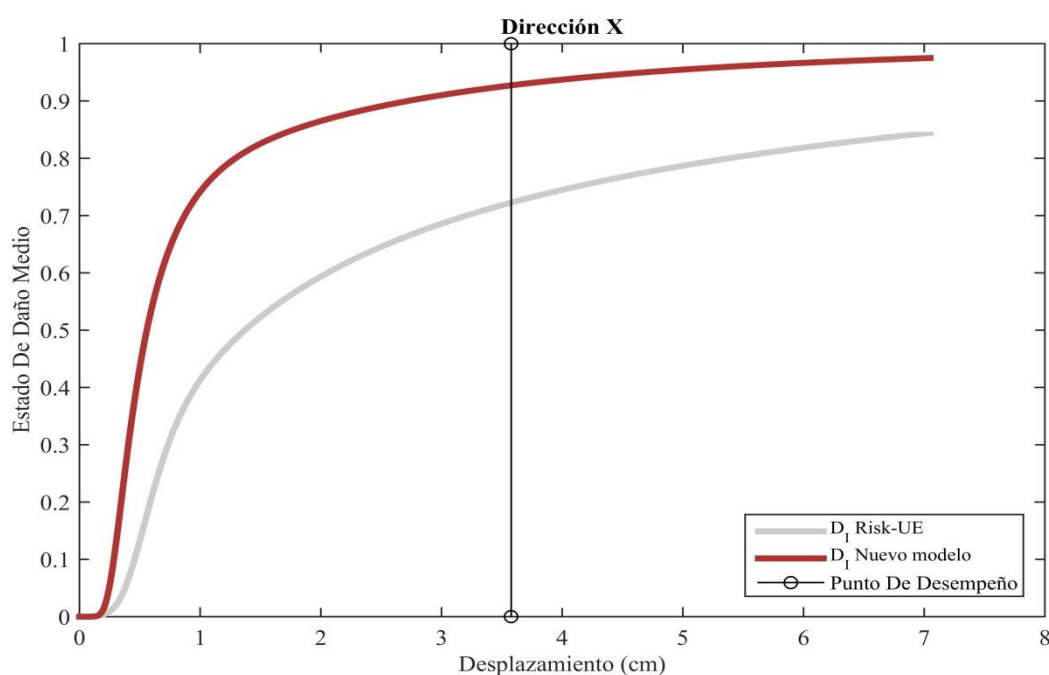


Figura 4.16. Comparación entre las funciones de índice de daño medio del modelo RISKUE-II y el nuevo modelo propuesto por Pujades y otros autores (2014). Dirección X.

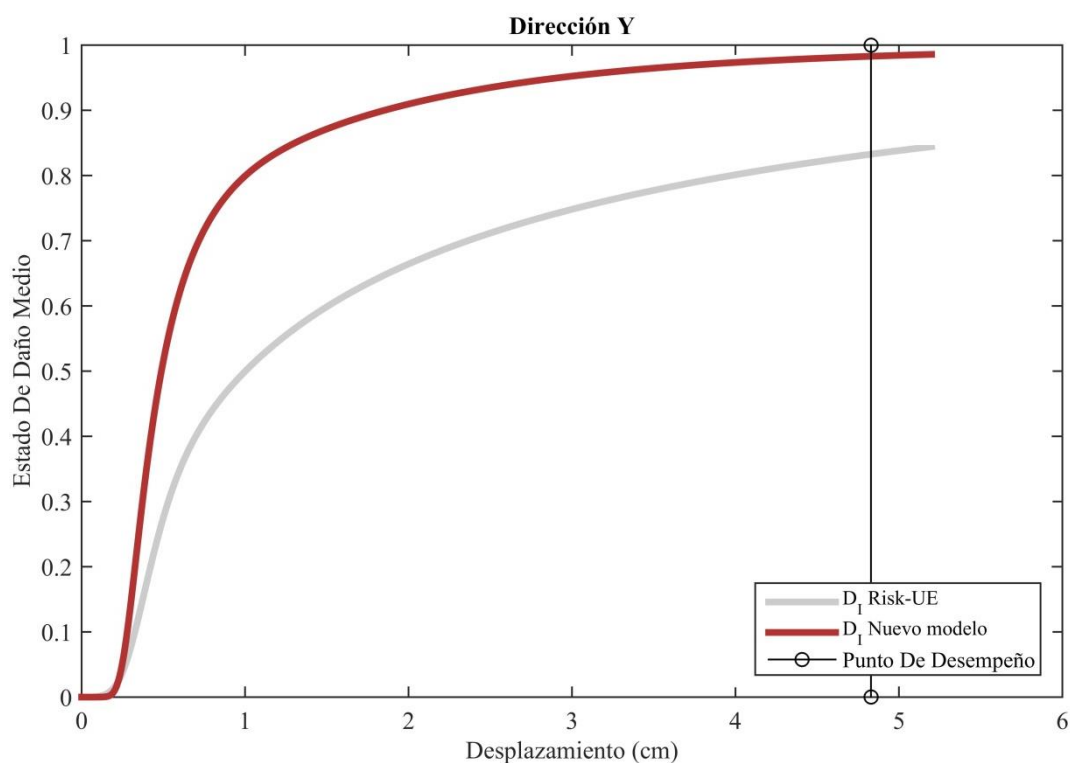


Figura 4.17. Comparación entre las funciones de índice de daño medio del modelo RISKUE-II y el nuevo modelo propuesto por Pujades y otros autores (2014). Dirección Y.

4.7 ESCALAS DEL PGA

En las Tablas 4.4 y 4.5 se presentan los desplazamientos espectrales correspondientes al punto de desempeño generado para distintos valores de PGA. La selección de los valores del PGA se realizó bajo criterios del autor del proyecto, la intención es la de observar el comportamiento de la estructura ante valores menores y mayores que el PGA del espectro de diseño considerado ($\text{PGA} = 0.256 \text{ g}$) y determinar cuál es el valor máximo capaz de soportar.

Tabla 4.4. Desplazamientos espectrales generados por distintos valores de PGA en la dirección En la tabla representa resaltada la casilla correspondiente al PGA del espectro elástico de la norma R-011 (MOPC, 2011).

PGA (g)	Desplazamiento espectral (m)
0.05	0.0027
0.10	0.0052
0.20	0.018
0.256	0.0258
0.300	0.038
0.350	0.05
0.400	0.05

Tabla 4.5. Desplazamientos espectrales generados por distintos valores de PGA en la dirección Y. En la tabla representa resaltada la casilla correspondiente al PGA del espectro elástico de la norma R-011 (MOPC, 2011).

PGA (g)	Desplazamiento espectral (m)
0.05	0.0033
0.10	0.008
0.20	0.025
0.256	0.0349
0.300	0.037
0.350	0.037

En la Figura 4.18 se muestra la representación gráfica “Punto de desempeño vs PGA” en la dirección X e Y. En la figura se puede notar cómo al exceder un determinado valor del PGA, 0.350 g para la dirección X y 0.256 g para la dirección Y, los desplazamientos espectrales se vuelven constantes. Esto significa que para valores mayores al PGA indicado la estructura no resiste las solicitaciones en la dirección correspondiente debido a que ya ha alcanzado el punto de capacidad última.

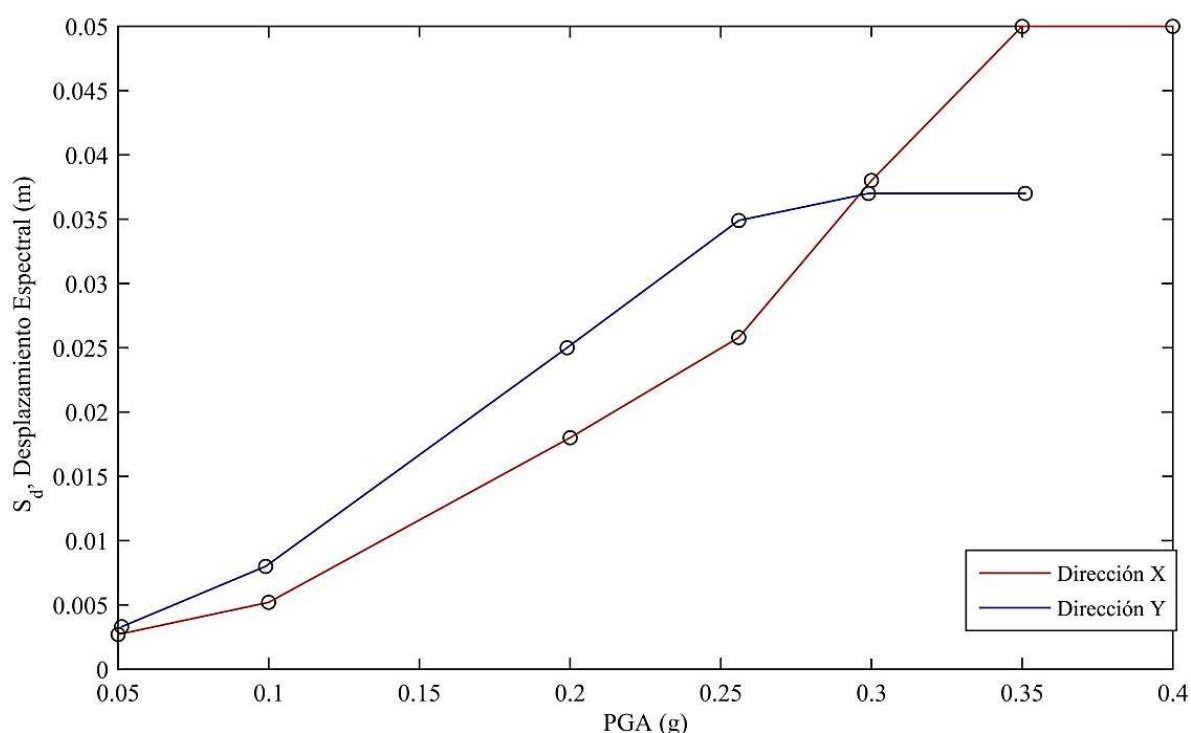


Figura 4.18. Representación gráfica de Punto de desempeño vs PGA en ambas direcciones de análisis.

En las Figuras 4.19 y 4.20 se muestra el estado de daño medio generado por los distintos PGA para el caso RISK-UE y el caso del nuevo modelo de daño respectivamente. Como ya se ha comentado anteriormente, los resultados obtenidos a través de la metodología propuesta por RISK-UE se colocan siempre por debajo de las probabilidades que ofrece el nuevo modelo de daño. En estas gráficas se comprueba nueva vez que luego de exceder un determinado valor del PGA, 0.350 g para la dirección X y 0.256 g para la dirección Y, los estados de daño medio reflejan el estado de daño Completo con más probabilidad de ocurrencia.

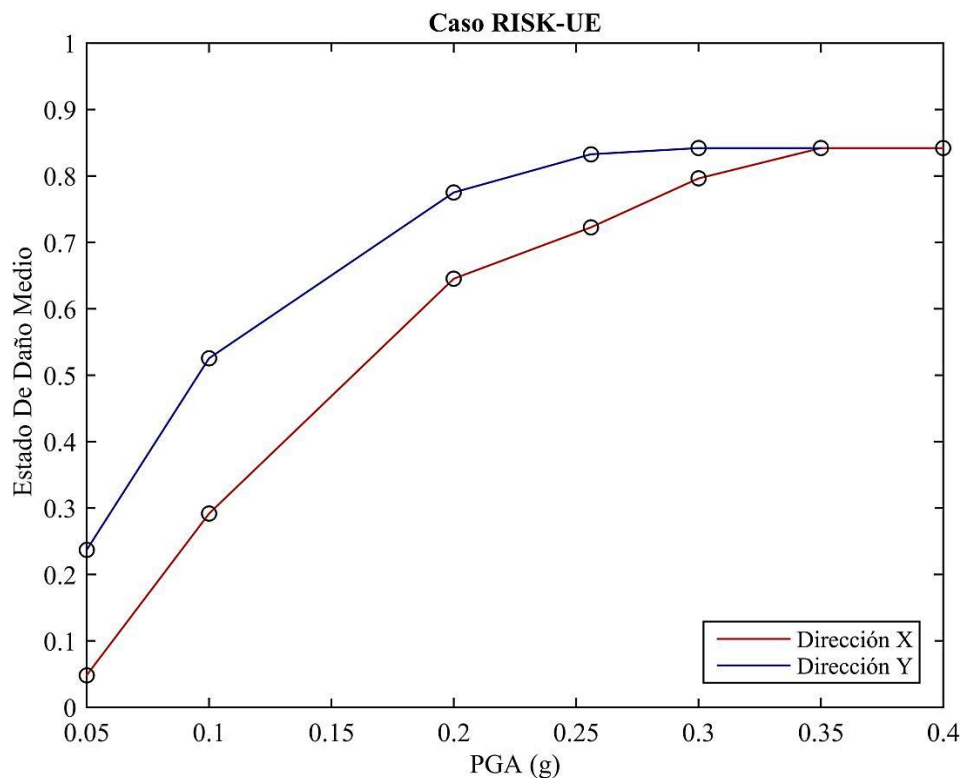


Figura 4.19. Representación gráfica del Estado de daño medio vs PGA en ambas direcciones de análisis considerando el caso RISK-UE.

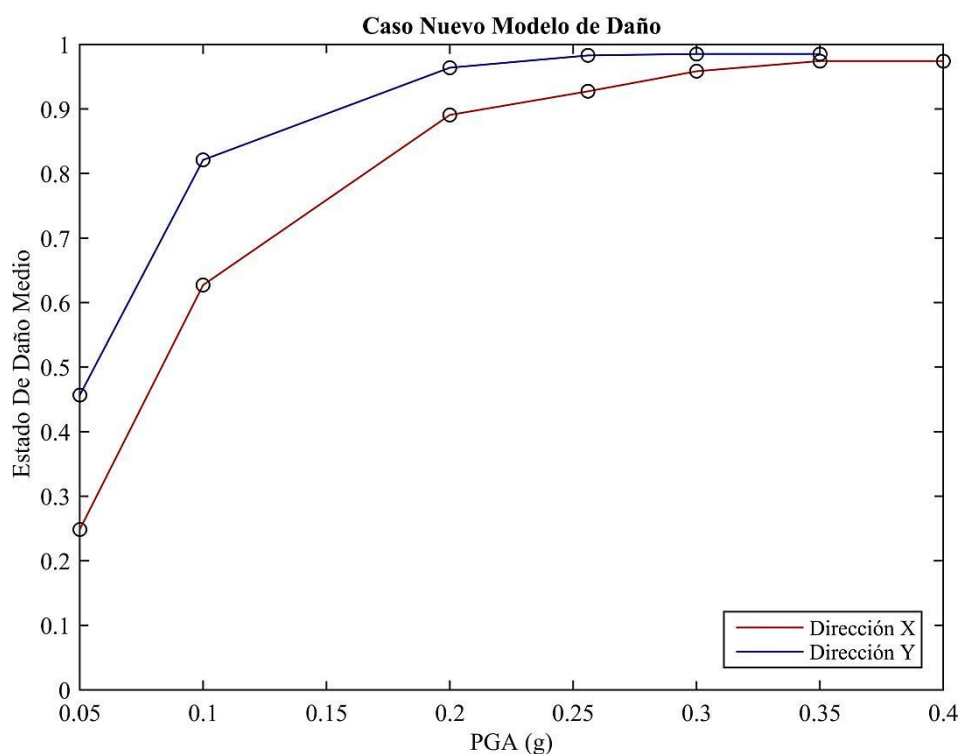


Figura 4.20. Representación gráfica del Estado de daño medio vs PGA en ambas direcciones de análisis considerando el caso del nuevo modelo de daño.

En las figuras 4.21 y 4.22 se representan los estados de daño medio que generarían en la estructura los desplazamientos espectrales correspondientes a los puntos de desempeño obtenidos al variar el valor del PGA del espectro de la norma. Se representa la función de daño medio del caso RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) y del nuevo modelo de daño (Pujades et al, 2015).

En la Figura 4.21, correspondiente a la dirección X, se puede observar que para el caso RISK-UE cuando el PGA posee valores menores a 0.10 g la estructura se mantiene en un rango de daño medio de 0 – 0.3 correspondiente a estados de daño Nulo y Leves. En el caso del nuevo modelo de daño, los estados de daño varían entre 0.2 – 0.6, es decir, estados de daño Leve y Moderado.

En el caso del máximo valor de PGA considerado (0.400 g) la estructura alcanza estados de daño de 0.8 – 0.9 (0.87) para el caso RISK-UE, siendo estos daño Severo y Completo. En el caso del nuevo modelo de daño la estructura se encuentra en el rango 0.9 – 1 (0.97), alcanzando los estados Severo y Completo, con altas probabilidades de colapsar.

En la Figura 4.22, correspondiente a la dirección Y, se puede observar la deficiencia que presenta la estructura en esta dirección de análisis. Para un valor de PGA igual a 0.10 g, en el caso RISK-UE, se alcanzan daños del rango 0 – 0.5 correspondientes a los estados Leve y Moderado. En el caso del nuevo modelo de daño, el rango se concentra en 0.4 – 0.8 con altas probabilidades para el daño Severo.

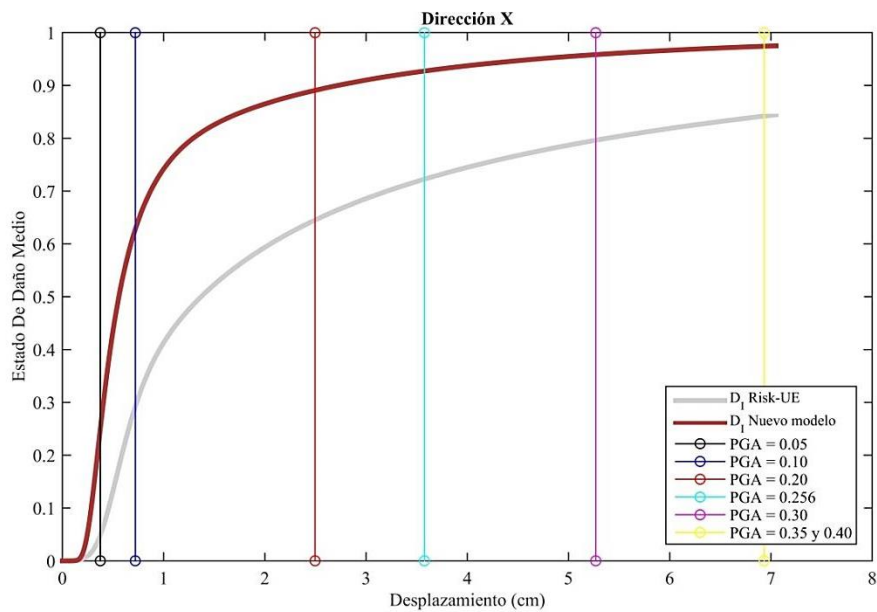


Figura 4.21. Representación de puntos de desempeño sobre la función de índice de daño medio en la dirección X.

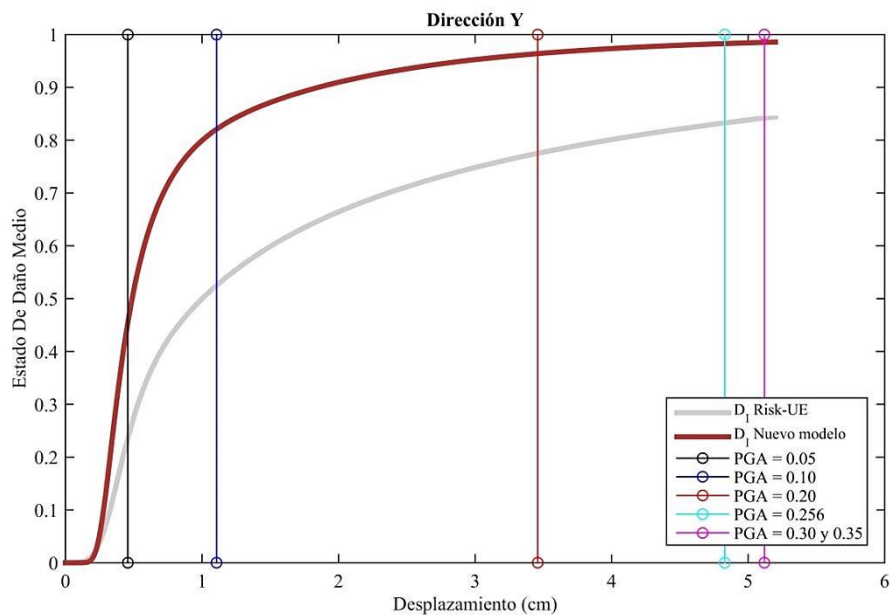


Figura 4.22. Representación de puntos de desempeño sobre la función de índice de daño medio en la dirección Y.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se resumen las principales conclusiones y recomendaciones del trabajo realizado.

5.1 PROGRAMA SEISMOSTRUCT_V7

Tras el desarrollo del trabajo se puede comprobar que la herramienta informática manejada, Seismostruct_v7, es útil para la realización del análisis modal y el análisis estático de *pushover*. El programa ofrece una interfaz bastante amigable que favorece su interpretación, sin embargo, al momento de definir los elementos y sus conexiones presenta un proceso muy específico de paso a paso que conlleva mucho tiempo desarrollar. Primero es necesario definir una sección, luego asignar un “tipo de clase” a esta sección, después introducir los nodos que definen cada elemento y finalmente, imaginando una vista en elevación, realizar la proyección de la sección indicándole al programa el nodo inferior y nodo superior de cada elemento. Es importante destacar que a pesar del tiempo que demanda llevar a cabo estos pasos, sí es cierto que de esta manera se posee un mayor control de los detalles que definen la estructura y el comportamiento de los elementos.

Por otro lado, considerando que la versión utilizada correspondía a una licencia de estudiante y que algunas funciones que ofrece el programa se encontraban deshabilitadas, seismostruct_v7 es una herramienta potente. Sería interesante realizar los mismos estudios, pero en esta ocasión con otro programa de análisis estructural y así tener una idea clara de la capacidad y/o limitaciones que posee seismostruct_v7 ante otro software, como por ejemplo Ruaumoko o Tremuri.

5.2 EL RIESGO SÍSMICO EN LA REPÚBLICA DOMINICANA

El peligro sísmico

La posición de la Isla de la Hispaniola justo en el borde de interacción entre la placa tectónica de Norteamérica y la placa tectónica del Caribe, provoca que toda la isla, pero especialmente la parte norte, que es donde se ubica la estructura analizada, sea considerada de alta peligrosidad sísmica. El hecho de que el reglamento haya sido publicado en el año 2011, que el edificio fue construido en el año 2007 y que el peligro en la isla es alto explica la importancia de este tipo de estudios.

Si bien es importante que las futuras construcciones cumplan satisfactoriamente con las especificaciones que hacen que su comportamiento sea sismo resistente, de igual manera es importante también que las ya construidas también las cumplan y, en caso de que no, realizar las modificaciones necesarias. La importancia de esta comprobación se basa en que esas construcciones están actualmente ocupadas.

Vulnerabilidad del edificio analizado

En cuanto a la vulnerabilidad del edificio que se ha utilizado para el desarrollo del trabajo se observa que al comparar las direcciones de análisis, la estructura presenta una mayor vulnerabilidad en la dirección más larga de análisis (Y), sin embargo, en lo concerniente a las solicitaciones contempladas en la norma, el edificio presenta probabilidades altas para los estados de daño Moderado y Completo. Esta idea es complementada con los puntos de desempeño calculados para distintos valores de PGA, en éstos se puede notar como la estructura alcanza el punto de capacidad última al momento en que se aumenta en poca cantidad el PGA que define al espectro elástico de la norma.

El daño esperado

En cuanto al daño esperado, la estructura presenta altas probabilidades de alcanzar los estados de daño Moderado y Severo e incluso colapso. Sería importante revisar la condición estructural actual de la edificación en cuestión y contribuir con los resultados propuestos a través de este trabajo para entonces establecer si es necesario o no reforzar la estructura.

5.3 EL MODELADO DEL DAÑO

El modelo paramétrico

La obtención de los cinco parámetros que definen la curva de capacidad de un caso analizado es tan solo la introducción a la verdadera utilidad que ofrece el modelo paramétrico, éste facilita la realización de análisis probabilistas. Si no se tiene a disposición este modelo, el proceso necesario para realizar un análisis probabilista conllevaría mucho esfuerzo computacional debido a que sería necesario computar un gran número de casos para los resultados de lugar (distintas curvas de capacidad ante distintos eventos sísmicos), en cambio, una vez conocidos estos cinco parámetros basta con establecer una variación entre cada uno de ellos para generar la cantidad de casos que se desee. Recordando, el parámetro “m” define la pendiente de la parte lineal, los parámetros “ d_u, a_u ” representan las coordenadas del último punto de desplazamiento y los parámetros “ μ ” y “ σ ” definen el ajuste de la parte no lineal de la curva de capacidad.

En este orden, sorprende como la parte no lineal normalizada, correspondiente al patrón de degradación de la estructura, refleja el mismo comportamiento en ambas direcciones. Esto se plantea ya que los parámetros de ajustes (μ , σ) son prácticamente los mismos.

El modelo clásico

En los resultados obtenidos de acuerdo al procedimiento RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) se puede notar que el daño esperado siempre es menor en comparación a los resultados obtenidos con el nuevo modelo, sin embargo, la aproximación bilineal del espectro de capacidad puede que influya en este aspecto. En la Figura 5.1 se presentan tanto la forma bilineal del espectro de capacidad en la dirección X como en la dirección Y. Si se observa, la pendiente de salida de la forma bilineal es bastante elevada; esto ocurre debido a la fragilidad de la estructura la cual presenta daños ante bajos desplazamientos. Esta alta pendiente origina un desplazamiento al momento de definir los umbrales de daño que favorece al daño

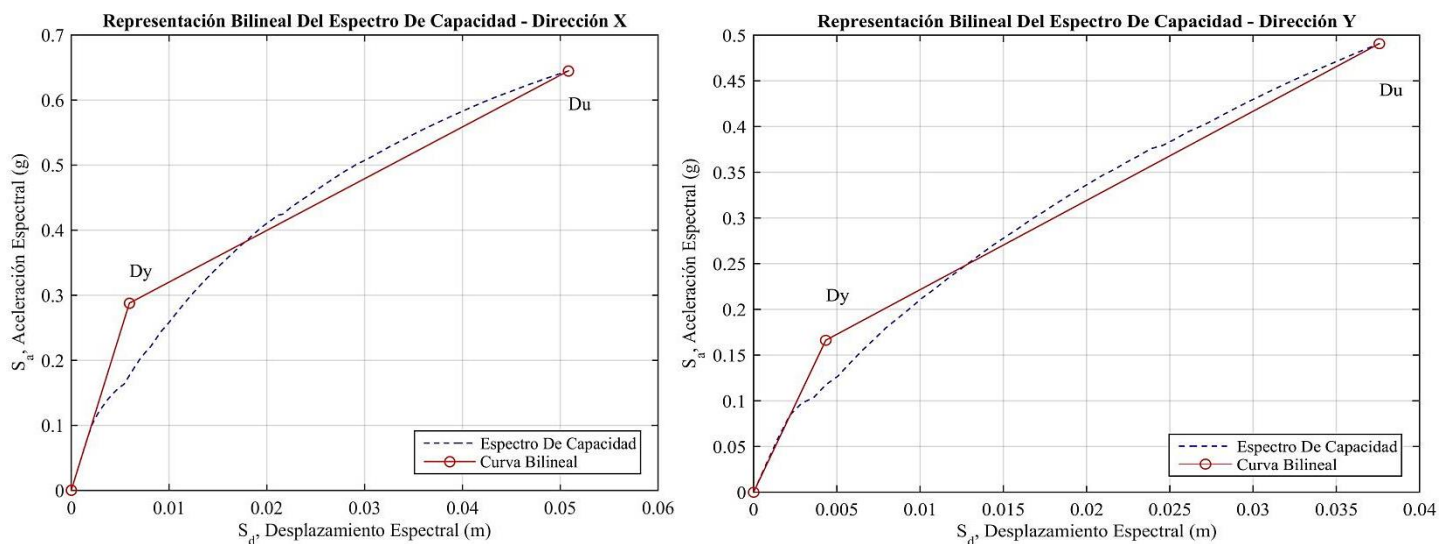


Figura 5.1. Representación bilineal del espectro de capacidad en la dirección X y la dirección Y.

Comparación entre los modelos de daño

Una de las diferencias más significativas entre las metodologías utilizadas es la forma en que se obtiene el daño esperado. Por un lado, las curvas de fragilidad de RISK-UE (Milutinovic & Trendafiloski, 2003) se obtienen partiendo de la hipótesis de que el valor medio de los umbrales de daño corresponde a la probabilidad del 50%; esto conlleva a que tanto las curvas de fragilidad como la función del índice de daño medio representen una probabilidad para alcanzar el estado de daño en cuestión. Por otro lado, el nuevo modelo de daño se plantea a partir de las curvas de rigidez y disipación de energía de la estructura, esto puede implicar inconsistencia entre ambos modelos de daño.

Obsérvese que, como se indica en Pujades et al. (2015) hay dos puntos cruciales en estos modelos: el punto de capacidad última y los umbrales de daño que no están exentos de decisiones de algún modo subjetivas.

5.4 LÍNEAS FUTURAS DE TRABAJO

Análisis probabilista

En el presente trabajo se realizó un análisis determinista en el que se consideraba como sollicitación sísmica el espectro de demanda contemplado en el código sísmico de la norma del país en cuestión, sin embargo, proyectar este análisis de manera probabilista enriquecería la utilidad y la información que este proyecto pretende alcanzar.

En el momento en el que se aplique el enfoque probabilístico ya no se tendría un comportamiento para un sismo, sino que se vería ampliamente los posibles comportamientos de la edificación ante un gran número de eventos sísmicos. Los eventos a considerar dependerían íntimamente del catálogo sísmico característico de la isla.

Modelo paramétrico para estructura de mampostería

El documento utilizado para el desarrollo del modelo paramétrico (Pujades et al 2015) basa sus resultados en una serie de edificios de concreto armado, mientras que en este proyecto se trabaja con una edificación con muros de carga de mampostería, este hecho limita un poco la comparación de los resultados debido a que se trata de dos tipologías estructurales distintas. Como línea futura de trabajo se propone desarrollar el modelo paramétrico considerando la tipología estructural estudiada. Además, se propone realizar un análisis incremental dinámico con la intención de tener los resultados necesarios para realizar las comparaciones y determinar el factor “a” que sirve para ajustar el índice de daño de Park y Ang con el nuevo modelo de daño. Es importante recordar que en este documento el valor de este factor fue suministrado por Hidalgo-Leiva (2016).

Otras tipologías de construcción utilizadas en República Dominicana.

El país de la Republica Dominicana, dentro de su reglamento sísmico, posee un gran número de tipologías estructurales. Como línea futura de trabajo se propone realizar el mismo estudio considerando otra u otras tipologías. Es cierto que el efecto producido por un evento sísmico depende considerablemente de la zona en la que suceda, por otro lado, está también íntimamente relacionado al tipo de estructura que afecta. Esto se debe a la gran variabilidad que existe en el comportamiento de respuesta que presenta una estructura de otra.

Por tal motivo resulta interesante la idea de determinar el comportamiento de una o varias edificaciones y a partir de la información que se pueda adquirir del estudio, establecer comparaciones entre las tipologías.

Separación por tramos de la curva de capacidad para la aplicación del modelo paramétrico.

Dadas las irregularidades que se presentan en la curva de capacidad, resultaría interesante realizar una separación en tramos de la curva de capacidad. Con esta separación se tendría el comportamiento justo antes y después de estas irregularidades que se manifiestan en saltos al momento que se realiza el análisis. Con esto además, se disminuiría, de forma significativa, el porcentaje de error que se alcanza al momento de realizar los ajustes. Esto mejoraría el análisis y los resultados obtenidos.

REFERENCIAS

- Alvarado, G. (16 de Julio de 2014). SODOGEO. Recuperado el Junio de 2016, de <http://sodogeo.org/algunas-ideas-sobre-la-ocurrencia-de-eventos-sismicos-importantes-en-republica-dominicana-y-el-levantamientosubsidencia-de-la-costa/>
- American Society of Civil Engineers ASCE (2014). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 7-10. Chapter 2, págs. 7-10.
- ATC-40 (1996). Seismic evaluation and retrofit of Concrete Buildings. Vol 1. Applied Technology Council. Redwood City. California.
- Ayala, A. G., (Julio 2001). Evaluación del desempeño sísmico de estructuras—un nuevo enfoque. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, 17, 3, págs. 285-303.
- Castro, C. (12 de Enero de 2011). Caracol Radio. Recuperado el Septiembre de 2016, de <http://www.caracol.com.co/nota.aspx?id=1410156>
- ACI, 1995, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)", ACI Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- De León, R. O., (2000). Riesgo Sísmico en la República Dominicana. Academia de Ciencias. págs. 1-5, Santo Domingo, República Dominicana.
- FEMA/NIBS (1999) Hazus'99 technical manual. Earthquake Loss Estimation Methodology. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. and National Institute of Building Sciences Washington, D.C.
- Internacional Code Council (2012). Reinforced Masonry Engineering Handbook. Clay and Concrete Masonry (7th Ed.). Masonry Institute of America, MIA. Chapter 7, págs. 305-336, Arleta California.
- Lagomarsino, S., & Giovinazzi, S. (2006). Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. Bull Earthq Eng 4(4): págs. 415–443
- Lagomarsino et al. (2013). TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings. Engineering Structures, 56, págs.1787–1799. doi:10.1016/j.engstruct.2013.08.002.
- Lantada N., Pujades L.G., Barbat A.H. (2009) Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation: a comparison. Nat Hazards 51, págs. 501–524
- Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, págs. 1804-1826.
- Milutinovic Z. V. and G. S. Trendafiloski (2003). WP4: Vulnerability of current buildings. Risk-UE project Handbook. September 2003. Risk-UE project report. pág.111.

- Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. MOPC. (2011). Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras. Santo Domingo, República Dominicana: Dirección General de Reglamentos y Sistemas.
- Monsalve, J. T. (2005). Análisis y Diseño Sísmico por Desempeño de Edificios de Muros Estructurales. Universidad de los Andes, Bogotá.
- ParkY., A. (1958). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. J Struct Eng ASCE III(4): págs.722–739
- Pérez, H. O. (2010). Quantum-RD. Recuperado en septiembre de 2016, de <http://www.quantum-rd.com/2009/05/republica-dominicana-y-el-caribe-bajo.html>
- Pilkey, W. (1994). Formulas for Stress, Strain, and Structural Matrices, John Wiley & Sons, New York.
- Pujades, L. G., Vargas-Alzate, Y. F., Barbat, A. H., & Gonzalez-Drigo, J. R. (2015). Parametric model for capacity curves. Bulletin of Earthquake Engineering, 13(5), págs. 1347–1376. <http://doi.org/10.1007/s10518-014-9670-5>
- Pujades, L. G., Barbat, A. H., (2004). Metodología de estimación de la vulnerabilidad sísmica de las construcciones clasificadas de "importancia especial" en el NCSE-02. Informe Técnico N° IT-438 para el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE.
- Pujades, L. (2009). Coloquios de la aeis del 14/05/2009: el proyecto Risk-UE. Asociación Española de Ingeniería Sísmica.
- SEAOC. (1995). Vision 2000 Committee. Performance based seismic engineering of buildings. Structural Engineers Association of California.
- Seismosoft [2014] "SeismoStruct v7.0 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," available from <http://www.seismosoft.com>.
- Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones. SEOPC. (2007). Reglamento Para Diseño y Construcción de Edificios en Mampostería Estructural, R-027. Santo Domingo, República Dominicana: Dirección General de Reglamentos y Sistemas.
- USGS. (Enero de 2010). United States Geological Survey. Recuperado el Junio de 2016, de <http://web.archive.org/web/20130426092059/http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/recenteqsww/Quakes/us2010rja6.php>
- Vielma, J., Alfaro, A., & Bar, A. (2014). Determinación de curvas de fragilidad mediante análisis incremental dinámico. Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, Passo Fundo, págs. 135-154.
- Vielma, J., Barbat, H., & Oller, S. (2007). Curvas de Fragilidad y Matrices de Probabilidad de Daño de Edificios de Concreto Armado con Ductilidad Limitada. Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil. Artículo recibido el 22 de agosto de 2007 y en forma revisada el 1 de octubre de 2007.

VSF. (20 de Enero de 2010). Justicia Alimentaria Global. Recuperado en Agosto de 2016, de <http://vsf.org.es/el-terremoto-en-haiti>

Williamson, E. B., & Kaewkulchai, G. (2004). Computational modeling of structural collapse. In: The fifth U.S.–Japan workshop on performance-based earthquake engineering methodology for reinforced concrete building structures. 10–11 September 2003. PEER report 2003/11. Pacific Earthquake Engineering Research Center. College of Engineering. University of California, Berkeley. February 2004, págs.225–238